

**Manuela Pinheiro e
Moreira**

**AVALIAÇÃO DE DIFERENTES SOLUÇÕES
CONSTRUTIVAS PARA ESTAÇÕES DE
METROPOLITANO**



**Manuela Pinheiro e
Moreira**

**AVALIAÇÃO DE DIFERENTES SOLUÇÕES
CONSTRUTIVAS PARA ESTAÇÕES DE
METROPOLITANO**

Dissertação apresentada à Universidade de Aveiro para cumprimento dos requisitos necessários à obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, realizada sob a orientação científica do Professor Doutor Agostinho Benta, Professor Auxiliar do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro, e do Professor Doutor António Topa Gomes, Professor Auxiliar da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Dedico este trabalho ao meu pai.

o júri

presidente

Prof. Doutora Ana Luísa Pinheiro Lomelino Velosa
professora associada da Universidade de Aveiro

Prof. Doutor Jorge Nuno Veiga de Almeida e Sousa
professor associado da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra

Prof. Doutor Agostinho António Rocha Correia e Almeida da Benta
professor auxiliar da Universidade de Aveiro

agradecimentos

Agradeço ao Professor Agostinho Benta e ao Professor António Topa Gomes pela disponibilidade que sempre demonstraram e pela atmosfera de amizade que sempre esteve presente nos nossos encontros. Ao Professor Humberto Varum por ter tornado possível a realização deste projeto com o apoio do professor António Topa Gomes. Agradeço à Geodata, na pessoa do Engenheiro Marcos Montevecchi, e à Companhia de Metropolitano de São Paulo, representada pelo Eng. Walter Ferreira de Castro Filho e pelo Engenheiro Argimiro Alvarez Ferreira, pela disponibilização de toda a informação fundamental para a realização deste trabalho. Por fim, agradeço à minha família e ao Universo pelas estrelas terem estado sempre lá.

palavras-chave

Estação de metropolitano, estruturas, escavações, deformações, esforços

resumo

O presente trabalho propõe avaliar o desempenho de duas diferentes soluções de escavação *cut & cover* para a construção de estações de metropolitano. A primeira solução representa uma solução tradicional de escavação a céu aberto, com geometria retangular realizada com recurso a paredes moldadas ancoradas, correspondente a Estação Eucaliptos do Metro de São Paulo. A segunda solução corresponde a uma metodologia inovadora constituída por poços elípticos multisseccantes utilizando paredes moldadas sem recurso a elementos provisórios externos ao suporte como ancoragens, correspondente a Estação Brooklin do Metro de São Paulo. Serão referidos e discutidos alguns aspectos relevantes do projeto de cada uma das soluções construtivas e serão avaliados os resultados da instrumentação destas duas obras.

Será dada maior ênfase à Estação Eucaliptos devido à discrepância observada entre o comportamento previsto em fase de projeto e o comportamento registado pela instrumentação, e ainda pela maior quantidade de dados de instrumentação disponíveis desta estação comparativamente à Estação Brooklin. Pelas razões expostas, neste trabalho aprofunda-se o estudo da Estação Eucaliptos de forma a compreender qual ou quais pressupostos de projeto que não se adequaram à realidade da obra. Este estudo será realizado com recurso à análise numérica da secção onde se verificaram os resultados mais gravosos em termos de deformações.

Através da análise das estações referidas pretende-se compreender o comportamento observado, definir parâmetros condicionantes, modo de funcionamento, aspectos críticos, vantagens e desvantagens de cada uma das soluções construtivas.

keywords

Underground station, structures, excavation, deformations, efforts

abstract

This paper proposes to evaluate the performance of two different cut & cover excavation solutions for the construction of underground stations. The first solution is a traditional solution open pit excavation, with rectangular geometry performed using anchored diaphragm walls, corresponding to “Estação Eucaliptos” of São Paulo Metropolitan Network. The second solution represents an innovative methodology which consists of elliptical multi-secant wells using diaphragm walls without using external support elements, such as anchors, corresponding to “Estação Brooklyn” from São Paulo Metropolitan Network. They will be referred to, discussed and some relevant aspects of the project from each of the constructive solutions will be demonstrated and the results of the instrumentation of these two works will be evaluated.

Special emphasis will be placed on “Estação Eucaliptos” due to the observed discrepancy between the expected behavior in the design phase and the behavior recorded by instrumentation and also because of the largest amount of instrumentation data available at this station compared to the Brooklyn station. For these reasons, this thesis provides a deeper study of “Estação Eucaliptos” in order to understand what or which project assumptions that did not fit the reality of the work. This analysis will be performed using the numerical analysis of the section where it obtained the worst results in terms of deformation

The analysis of these stations is intended to understand the observed behavior by setting the soil parameters, operating mode, critical aspects, advantages and disadvantages of each constructive solution.

ÍNDICE DO TEXTO

1.	INTRODUÇÃO.....	1
1.1.	Objetivos.....	1
1.2.	Estado da Arte.....	3
1.3.	Linha 5 do Metro de São Paulo - Enquadramento	4
2.	ESTAÇÃO EUCALIPTOS – ASPECTOS RELEVANTES DO PROJETO	6
2.1.	Introdução	6
2.2.	Materiais utilizados	8
2.3.	Geologia e Geotecnia	9
2.4.	Pré-dimensionamento das ancoragens	13
2.5.	Parede Moldada – Verificações Estruturais para a Segurança	15
3.	ESTAÇÃO EUCALIPTOS – INSTRUMENTAÇÃO PAINEL S14	18
3.1.	Introdução	18
3.2.	Levantamento geológico de frente de escavação	24
3.3.	Resultados da instrumentação – Pannel S14.....	25
3.3.1.	Inclinómetro IN2 (S14).....	26
3.3.2.	Células de Carga (S14)	31
3.3.3.	Extensómetros (S14).....	34
3.3.4.	Marcos Refletores (S14)	35
3.3.5.	Marcos Superficiais (S14)	36
3.3.6.	Piezometria (S14)	39
3.4.	Sistema de Bombagem versus Registos Piezométricos	47
4.	ESTAÇÃO EUCALIPTOS – CORREÇÃO DAS LEITURAS DOS MARCOS REFLETORES	52
4.1.	Introdução	52
4.2.	Deformação - painel S14 (parede norte) e painel S46 (parede sul)	52
4.3.	Recuperação do historial de deformações	56
4.4.	Evolução das Deformações – Análise dos Resultados MR x IN2.....	59
4.4.1.	Painel S14 – Marcos Refletores.....	59
4.4.2.	Leituras Inclinómetro x Marcos Refletores	62

5.	ESTAÇÃO EUCALIPTOS – ESTUDO DO COMPORTAMENTO DO PAINEL S14	66
5.1.	Introdução	66
5.2.	Secção Estudada – SC06, Painei S14.....	67
5.3.	Parâmetros estruturais	68
5.4.	Faseamento Construtivo – Painei S14.....	70
5.5.	Análise Numérica – Painei S14.....	72
5.5.1.	Modelo A6 – Condições da Memória de Cálculo	73
5.5.2.	Modelo A9 – Aumento de rigidez na Fm. de São Paulo e na Fm. de Resende	78
5.5.3.	Modelo A14 – Aumento de rigidez nas Areias da Fm. de Resende.....	83
5.5.4.	Modelo A18 – Diminuição dos módulos de elasticidade da Fm. de São Paulo	97
5.5.5.	Modelo A30 – Alteração das condições freáticas	99
5.5.6.	Conclusões Intermédias	105
5.5.7.	Sobrecargas.....	117
5.5.8.	Modelo A61 – Alteração nas condições de sobrecarga.....	120
5.6.	Conclusões Finais	126
6.	ESCAVAÇÕES EM POÇOS CIRCULARES OU ELÍPTICOS	131
6.1.	Soluções de contenção x metodologia de escavação.....	131
6.1.1.	Poços realizados pelo método da escavação sequencial	132
6.1.2.	Poços realizados com recurso a paredes moldadas	133
6.2.	Introdução à obra da Estação Brooklin	134
6.3.	Geologia da Estação Brooklin.....	136
6.4.	Estação Brooklin – Projeto inicial.....	138
6.5.	Estação Brooklin – Projeto Final	143
6.6.	Análise Numérica – Solução Final da Estação Brooklin.....	149
6.7.	Resultados da Instrumentação da Estação Brooklin – Breve Referência	150
6.8.	Conclusões	154
7.	BREVE COMPARAÇÃO ENTRE AS ESCAVAÇÕES CUT & COVER TRADICIONAIS E ESCAVAÇÕES POR POÇOS	156
7.1.	Relatos de casos de obras	156
7.2.	Escavações convencionais x Escavações por poços - Introdução ao modo de funcionamento ..	160

7.3. Quadro resumo vantagens x desvantagens	162
8. CONSIDERAÇÕES FINAIS	164
9. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	167
ANEXO A – Dimensionamento de Ancoragens (Verificação dos Estados Limites)	174
ANEXO B - Verificação da Segurança Estrutural. Desenvolvimento de um exemplo prático	178
ANEXO C – Cronograma da Escavação, Estação Eucaliptos	189

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1: Materiais utilizados x Propriedades (Geodata - Consórcio Linha 5 Metrô de São Paulo, 2012f)	8
Quadro 2.2: Parametrização Geotécnica - Estação Eucaliptos (Geodata - Consórcio Linha 5 Metrô de São Paulo, 2012f)	12
Quadro 3.1: Informação referente à solução construtiva adotada (com alterações posteriores ao projeto)	23
Quadro 3.2: Faseamento Construtivo (Painel S14 – Parede Norte)	25
Quadro 3.3: Leituras do inclinômetro IN2 - Fases da escavação (Painel S14 – Parede Norte)	28
Quadro 3.4: Valores máximos de deformações em escavações profundas (adaptado de Korff, 2009)	31
Quadro 3.5: Designação das ancoragens do Painel S14 (Parede Norte), datas de execução e pré-esforço	32
Quadro 3.6: Leituras da Células de Carga (Painel S14 - Parede Norte)	32
Quadro 3.7: Leitura dos Extensômetros instalados no Painel S14 - Parede Norte	34
Quadro 3.8: Leitura dos MR instalados na secção SC06 (valores não corrigidos)	36
Quadro 3.9: Leitura dos Marcos Superficiais instalados a tardoz do Painel S14 - Parede Norte	37
Quadro 3.10: Leituras referentes aos INAs instalados a tardoz do painel S14 (Parede Norte)	42
Quadro 3.11: Leituras referentes ao PZM2 e PZE2 - painel S14 (Parede Norte)	43
Quadro 4.1: Profundidades com interesse para a correção dos Marcos Refletores (MR)	54
Quadro 4.2: Estimativa da percentagem de deformação correspondente ao painel S14	54
Quadro 4.3: Estimativa da percentagem de deformação correspondente ao painel S46	54
Quadro 4.4: Conversão das leituras dos MR em deformação por painel ($U_{x_{S14}}$ e $U_{x_{S46}}$), cota: 749 m	55
Quadro 4.5: Conversão das leituras dos MR em deformação por painel ($U_{x_{S14}}$ e $U_{x_{S46}}$), cota: 743 m	55
Quadro 4.6: Conversão das leituras dos MR em deformação por painel ($U_{x_{S14}}$ e $U_{x_{S46}}$), cota: 735 m	56
Quadro 4.7: Conversão das leituras dos MR em deformação por painel ($U_{x_{S14}}$ e $U_{x_{S46}}$), cota: 727,5 m	56
Quadro 4.8: Datas da leitura zero e cotas de instalação dos Marcos Refletores	57
Quadro 4.9: Correção das deformações obtidas pelos Marcos Refletores tendo em conta a deformação perdida à data da leitura zero (MR 5 – 14, cota: 749,0 m)	58
Quadro 4.10: Correção das deformações obtidas pelos Marcos Refletores tendo em conta a deformação perdida à data da leitura zero (MR 5.1 – 14.1, cota: 743,0 m)	58
Quadro 4.11: Correção das deformações obtidas pelos Marcos Refletores tendo em conta a deformação perdida à data da leitura zero (MR 5.2 – 14.2, cota: 735,0 m)	59

Quadro 4.12: Correção das deformações obtidas pelos Marcos Refletores tendo em conta a deformação perdida à data da leitura zero (MR 5.3 – 14.3, cota: 727,5 m).....	59
Quadro 5.1: Características das ancoragens (Geodata - Consórcio Linha 5 Metrô de São Paulo, 2012f)	68
Quadro 5.2: Parâmetros das Ancoragens	70
Quadro 5.3: Faseamento Construtivo para a Análise Numérica (Painel S14)	71
Quadro 5.4: Parametrização Geotécnica - Modelo A6	74
Quadro 5.5: Condições freáticas adotadas no Modelo A6.....	74
Quadro 5.6: Parametrização Geotécnica - Modelo A9	79
Quadro 5.7: Parametrização Geotécnica - Modelo A9 (continuação)	79
Quadro 5.8: Parametrização Geotécnica - Modelo A14	84
Quadro 5.9: Parametrização Geotécnica - Modelo A14 (continuação)	84
Quadro 5.10: Descrição das células de carga da parede norte com comportamentos anómalos	95
Quadro 5.11: Condições freáticas adotadas no Modelo A23.....	100
Quadro 5.12: Leituras de deformação do painel S14, registos dos marcos refletores (Parede Norte)	106
Quadro 5.13: Taxas de deformação do painel S14, registos dos marcos refletores (Parede Norte)	107
Quadro 5.14: Sobrecargas a tardoz x faseamento construtivo (Painel S14, Parede Norte)	114
Quadro 5.15: Sobrecargas a tardoz x faseamento construtivo (Painel S14, Parede Norte) - continuação...	115
Quadro 5.16: Correlação sobrecarga x gravidade das deformações x faseamento construtivo	116
Quadro 6.1: Parametrização Geotécnica – Estação Brooklin (Geodata - Consórcio Linha 5 Metrô São Paulo, 2012a).....	137
Quadro 7.1: Tempo de construção das estações <i>cut & cover</i> da Linha 5 (adaptado de Stefanizzi <i>et al.</i> , 2014)	158
Quadro 7.2: Estruturas de contenção de escavações - sistemas estruturais 2D (Matos Fernandes, 2010)...	161
Quadro 7.3: Estruturas de contenção de escavações - sistemas estruturais 3D (Matos Fernandes, 2010)...	161
Quadro 7.4: Vantagens e Desvantagens Escavações convencionais – Estação Eucaliptos	162
Quadro 7.5: Vantagens e Desvantagens Escavações por poços – Estação Brooklin	163
Quadro B.1: Avaliação da segurança para a secção A da estrutura de contenção da Estação Eucaliptos à cota 737,28 m.....	184

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1: Traçado da Linha 5 (Companhia do Metropolitano de São Paulo, 2014).	5
Figura 2.1: Localização da Estação Eucaliptos (Geodata - Consórcio Linha 5 Metrô de São Paulo, 2012f). 6	
Figura 2.2: Imagem da escavação, Estação Eucaliptos (Geodata - Consórcio Linha 5 Metrô de São Paulo, 2013n).....	7
Figura 2.3: Perfil geológico-gotécnico da Estação Eucaliptos (Geodata - Consórcio Linha 5 Metrô de São Paulo, 2012f).	11
Figura 3.1: Planta da escavação da Estação Eucaliptos (adaptado à peça desenhada cedida pela Companhia de Metropolitano de São Paulo).	20
Figura 3.2: Estação Eucaliptos - Alçados da escavação (imagem Geodata®).....	21
Figura 3.3: Estação Eucaliptos - Parte do alçado norte com a indicação do painel S14 (adaptado à peça desenhada cedida pela Geodata®).	22
Figura 3.4: Estação Eucaliptos - Ancoragens realizadas no alçado norte (S14) (imagem cedida pela Companhia de Metropolitano de São Paulo).	23
Figura 3.5: Perfil geológico do maciço na secção a meio vão da escavação (SC06).....	24
Figura 3.6: Representação esquemática do cronograma da escavação para a zona do Painel S14 (Parede Norte).....	26
Figura 3.7: Gráfico das leituras inclinométricas, IN2 (Painel S14 - Parede Norte).	27
Figura 3.8: Variação das taxas de deformação do inclinómetro IN2 ao longo da obra (painel S14).	28
Figura 3.9: Registo do inclinómetro IN2 para as datas correspondentes ao faseamento construtivo e para as cotas de instalação dos MR.....	29
Figura 3.10: Gráfico com leituras contínuas das Células de Carga (Painel S14 - Parede Norte).	33
Figura 3.11: Instalação típica dos Extensómetros.....	34
Figura 3.12: Corte transversal de um painel de parede moldada, 7 cm de recobrimento.	34
Figura 3.13 : Gráfico com leituras contínuas dos Extensómetros (Painel S14 - Parede Norte).....	35
Figura 3.14: Localização dos marcos superficiais na Estação Eucaliptos (imagem cedida pela Companhia de Metropolitano de São Paulo).	38
Figura 3.15: Gráfico com a leitura dos Marcos Superficiais instalados no Painel S14 - Parede Norte.	39

Figura 3.16: Localização dos instrumentos da piezometria na Estação Eucaliptos (imagem cedida pela Companhia de Metropolitano de São Paulo).	41
Figura 3.17: Cotas e distâncias dos piezômetros do painel S14 à contenção (adaptado à peça desenhada cedida pela Companhia de Metropolitano de São Paulo).	42
Figura 3.18: Gráfico com a leitura contínua da Piezometria (Painel S14 - Parede Norte).	43
Figura 3.19: Gráfico com a leitura da Piezometria com modelo geológico sobreposto (Painel S14 - Parede Norte).	44
Figura 3.20: Diagrama de pressões hidrostáticas a tardo da contenção na zona do painel S14 antes do início da escavação.	45
Figura 3.21: Gráfico de tendência de distribuição de pressões realizado pela empresa Geodata com dados da piezometria referentes a 26 de maio de 2013 (imagem cedida pela Geodata®).	45
Figura 3.22: Localização final dos poços de bombagem (adaptado à peça desenhada cedida pela Companhia de Metropolitano de São Paulo).	49
Figura 3.23: Piezometria painel S14 com indicação das datas referentes ao funcionamento do sistema de bombagem.	50
Figura 4.1: Esquema ilustrativo das deformações perdidas pela leitura dos marcos refletos.	57
Figura 4.2: Gráfico com as leituras corrigidas das deformações obtidas pelos Marcos Refletos – Painel S14.	60
Figura 4.3: Variação das taxas de deformação provenientes das leituras dos marcos refletos para o painel S14.	60
Figura 4.4: Projeção de curvas inclinométricas x curvas corrigidas dos marcos refletos (Painel S14).	62
Figura 4.5: Leituras do inclinômetro IN2 x leituras corrigidas dos marcos refletos - Painel S14.	63
Figura 4.6: Leituras do inclinômetro IN2 x leituras corrigidas dos marcos refletos - Painel S14.	64
Figura 5.1: Geometria e perfil geológico dos modelos analisados (Plaxis v. 8.2).	72
Figura 5.2: Condições freáticas do Modelo A6 (Plaxis v. 8.2).	74
Figura 5.3: Deformações horizontais da cortina. Modelo A6 (Plaxis v. 8.2).	75
Figura 5.4: Deformações horizontais da cortina. Modelo A6 (Plaxis v. 8.2).	76
Figura 5.5: Deformações horizontais da cortina. Modelo A6 (Plaxis v. 8.2).	77
Figura 5.6: Deformações horizontais da cortina. Modelo A9 (Plaxis v. 8.2).	80
Figura 5.7: Deformações horizontais da cortina. Modelo A9 (Plaxis v. 8.2).	81

Figura 5.8: Deformações horizontais da cortina. Modelo A9 (Plaxis v. 8.2).....	82
Figura 5.9: Deformações horizontais da cortina. Modelo A14 (Plaxis v. 8.2).....	86
Figura 5.10: Deformações horizontais da cortina. Modelo A14 (Plaxis v. 8.2).....	87
Figura 5.11: Deformações horizontais da cortina. Modelo A14 (Plaxis v. 8.2).....	88
Figura 5.12: Projeção sobreposta das curvas de pressão hidrostática a tardoz da contenção	89
Figura 5.13: Variação da força nas ancoragens resultante da análise em Plaxis, modelo A14, e medida nas células de carga.....	89
Figura 5.14: Percentagem de variação da força nas ancoragens resultante da análise em Plaxis, modelo A14.	90
Figura 5.15: Zonas em cedência na fase final da escavação - Modelo A14.	90
Figura 5.16: Registo das células de carga CC01 a CC10 instaladas na parede norte	93
Figura 5.17: Registo das células de carga CC11 a CC22 instaladas na parede norte.	94
Figura 5.18: Alçado com a representação das ancoragens e células de carga da parede norte	95
Figura 5.19: Representação esquemática dos resultados observados entre as curvas da modelação e as curvas da instrumentação.....	98
Figura 5.20: Condições freáticas do Modelo A30 (Plaxis v. 8.2).	100
Figura 5.21: Diagrama de pressões hidrostáticas a tardoz a estrutura de contenção, Painei S14 – Modelo A30.	101
Figura 5.22: Deformações horizontais da cortina. Modelo A30 (Plaxis v. 8.2).....	102
Figura 5.23: Deformações horizontais da cortina. Modelo A30 (Plaxis v. 8.2).....	103
Figura 5.24: Deformações horizontais da cortina. Modelo A30 (Plaxis v. 8.2).....	104
Figura 5.25: Registo fotográfico Estação Eucaliptos, 13 de Maio de 2013 (imagem cedida pela Companhia de Metropolitano de São Paulo).	107
Figura 5.26: Registo fotográfico Estação Eucaliptos, 04 de Junho de 2013 (imagem cedida pela Companhia de Metropolitano de São Paulo).	108
Figura 5.27: Registo fotográfico Estação Eucaliptos, 25 de Junho de 2013 (imagem cedida pela Companhia de Metropolitano de São Paulo).	108
Figura 5.28: Registo fotográfico Estação Eucaliptos, 16 de Julho de 2013 (imagem cedida pela Companhia de Metropolitano de São Paulo).	108

Figura 5.29: Registo fotográfico Estação Eucaliptos, 30 de Julho de 2013 (imagem cedida pela Companhia de Metropolitano de São Paulo).	109
Figura 5.30: Registo fotográfico Estação Eucaliptos, 06 de Agosto de 2013 (imagem cedida pela Companhia de Metropolitano de São Paulo).	109
Figura 5.31: Registo fotográfico Estação Eucaliptos, 13 de Agosto de 2013 (imagem cedida pela Companhia de Metropolitano de São Paulo).	109
Figura 5.32: Registo fotográfico Estação Eucaliptos, 20 de Agosto de 2013 (imagem cedida pela Companhia de Metropolitano de São Paulo).	110
Figura 5.33: Registo fotográfico Estação Eucaliptos, 27 de Agosto de 2013 (imagem cedida pela Companhia de Metropolitano de São Paulo).	110
Figura 5.34: Registo fotográfico Estação Eucaliptos, 17 de Setembro de 2013 (imagem cedida pela Companhia de Metropolitano de São Paulo).	110
Figura 5.35: Registo fotográfico Estação Eucaliptos, 23 de Setembro de 2013 (imagem cedida pela Companhia de Metropolitano de São Paulo).	111
Figura 5.36: Registo fotográfico Estação Eucaliptos, 01 de Outubro de 2013 (imagem cedida pela Companhia de Metropolitano de São Paulo).	111
Figura 5.37: Registo fotográfico Estação Eucaliptos, 15 de Outubro de 2013 (imagem cedida pela Companhia de Metropolitano de São Paulo).	111
Figura 5.38: Registo fotográfico Estação Eucaliptos, 09 de Dezembro de 2013 (imagem cedida pela Companhia de Metropolitano de São Paulo).	112
Figura 5.39: Registo fotográfico Estação Eucaliptos, 16 de Dezembro de 2013 (imagem cedida pela Companhia de Metropolitano de São Paulo).	112
Figura 5.40: Registo fotográfico Estação Eucaliptos, 30 de Dezembro de 2013 (imagem cedida pela Companhia de Metropolitano de São Paulo).	112
Figura 5.41: Deformações horizontais da cortina. Modelo 61 (Plaxis v. 8.2).	122
Figura 5.42: Deformações horizontais da cortina. Modelo A61 (Plaxis v. 8.2).	123
Figura 5.43: Deformações horizontais da cortina. Modelo A61 (Plaxis v. 8.2).	124
Figura 6.1: Equipamento para a execução de paredes moldadas: Clam shell ou balde de maxilas (à esquerda) e equipamento Hidrofresa (imagem central e à direita) (imagens cedidas por Geodata®).	133
Figura 6.2: Localização da Estação Brooklin (Geodata - Consórcio Linha 5 Metrô São Paulo, 2012c). ...	135

Figura 6.3: Planta da Estação Brooklin (Geodata - Consórcio Linha 5 Metrô São Paulo, 2014).	136
Figura 6.4: Perfil Geológico da Estação Brooklin (imagem cedida pela Companhia de Metrô de São Paulo).....	137
Figura 6.5: Pluma de contaminação próxima à Estação Brooklin (Silva <i>et al.</i> , 2014).....	139
Figura 6.6: Assentamentos devido aos efeitos da drenagem (adaptado de Stefanizzi <i>et al.</i> , 2014).	140
Figura 6.7: Assentamentos - fim da escavação e após a desativação da drenagem (adaptado de Stefanizzi <i>et al.</i> , 2014).	141
Figura 6.8: Detalhe da viga contraforte posicionada na zona de intersecção entre poços (Silva <i>et al.</i> , 2014).	144
Figura 6.9: Secções do revestimento final nas intersecções entre os poços (Geodata - Consórcio Linha 5 Metrô São Paulo, 2012a).	144
Figura 6.10: Detalhe dos painéis de uma parede moldada em poços (Silva <i>et al.</i> , 2014).	145
Figura 6.11: Fotografia dos painéis contrafortes executados na Estação Brooklin (imagem cedida por Geodata®).	146
Figura 6.12: Painéis contrafortes executados na Estação Brooklin (imagem cedida por Geodata®).	146
Figura 6.13: Escoras executadas na Estação Brooklin (imagem cedida por Geodata®).	147
Figura 6.14: Escoras executadas na Estação Brooklin, revestimento final (imagem cedida por Geodata®).	147
Figura 6.15: Interior da escavação durante a fase de trabalho (Silva <i>et al.</i> , 2014).	147
Figura 6.16: Fotografia aérea da Estação Brooklin (Silva <i>et al.</i> , 2014).	148
Figura 6.17: Detalhe da simulação numérica, elementos estruturais: escoras e revestimentos provisório e definitivo (Geodata - Consórcio Linha 5 Metrô São Paulo, 2013a).	149
Figura 6.18: Assentamentos à superfície – Estação Brooklin (Silva <i>et al.</i> , 2014).	150
Figura 6.19: Posição dos inclinômetros – Estação Brooklin.	151
Figura 6.20: Inclinômetros IN01 a IN12 – Estação Brooklin (adaptado de Silva <i>et al.</i> , 2014).	152
Figura 6.21: Inclinômetros IN6 e IN7 – Estação Brooklin (adaptado de Silva <i>et al.</i> , 2014).	152
Figura 6.22: Inclinômetros IN4 e IN11 – Estação Brooklin (adaptado de Silva <i>et al.</i> , 2014).	152
Figura 7.1: Estação Eucaliptos, São Paulo (cedida por Geodata®).	157
Figura 7.2: Estação Alto Boa Vista, São Paulo (cedida por Geodata®).	157
Figura 7.3: Estação Brooklin, São Paulo (Stefanizzi <i>et al.</i> , 2014).	157

Figura 7.4: Estação do Marquês, Porto (Topa Gomes, 2014).....	159
Figura 7.5: Estação de Salgueiros, Porto (Topa Gomes, 2014).	159
Figura 7.6: Resultados da Monitorização da Estação de Salgueiros do Metro do Porto (Matos Fernandes, 2010).....	160
Figura B.1: Domínios de deformação admissíveis numa secção em E.L.U (Amaral, 2012).....	179
Figura B.2: Diagramas de momentos fletores (Secção A) (Geodata – Consórcio Linha 5 Metrô de São Paulo, 2012f).....	181
Figura B.3: Esquema ilustrativo das ações atuantes na secção da estrutura de contenção. Secção retangular solicitada à flexão composta.....	182
Figura B.4: Esquema de cálculo para a verificação da plastificação das armaduras.....	183
Figura B.5: Diagrama de esforços transversos (Secção A) (Geodata – Consórcio Linha 5 Metrô de São Paulo, 2012f).....	187
Figura C.1: Fenda na Av. Ibirapuera junto à escavação para a Estação Eucaliptos, a tardoz da parede sul (Geodata – Consórcio Linha 5 Metrô de São Paulo, 2013n).....	196

SIMBOLOGIA

• *Letras latinas maiúsculas*

A: área da secção

A_c : área da secção transversal de betão

A_s : área da secção transversal da ancoragem (área de aço)

A_{s1} : armadura em tração

A_{s2} : armadura em compressão

A_{sl} : armadura longitudinal

A_{sw} : armadura transversal

C' : coesão efetiva

C_u : coesão não drenada

D: diâmetro da perfuração

E: módulo de deformabilidade

EA: rigidez axial

EI: rigidez de flexão

F_{As} : força nas armaduras do betão armado

F_c : força no betão

F_k : ação característica

F_s : factor de segurança para o dimensionamento das ancoragens

I: inércia

L_{LIVRE} : comprimento livre da ancoragem

L_{BOLBO} : comprimento da selagem ou de amarração da ancoragem

L_{TOTAL} : comprimento total da ancoragem

M: momento fletor

M_{Ed} : momento fletor atuante

M_{Rd} : momento fletor resistente

N: esforço axial

N_{Ed} : esforço axial atuante

N_{Rd} : esforço axial resistente

N_{SPT} : número de golpes do ensaio SPT

OCR: razão de sobreconsolidação

P: sobrecarga a tardoza da contenção

P': sobrecarga adicional a tardoza da contenção

S_d : esforço atuante de cálculo

S_k : esforço característico

T_{adm} : tração admissível ou capacidade de carga da ancoragem

$T_{limite1}$: tração limite da ancoragem para o estado limite de rotura da armadura ou resistência à tração da ancoragem

$T_{limite2}$: tração limite da ancoragem para o estado limite de rotura por deslizamento do bolbo de selagem em relação ao maciço envolvente

T_s : valor da carga máxima de serviço obtida através de modelos numéricos

U_x : deformação horizontal da estrutura de contenção

V: esforço transversal

V_{Ed} : esforço transversal atuante

V_{Rd} : esforço transversal resistente em elementos estruturais que necessitem de armadura de esforço transversal

$V_{Rd,c}$: esforço transversal resistente de um elemento sem armadura de esforço transversal

$V_{Rd, máx}$: esforço transversal resistente máximo resultante do esmagamento do betão nas bielas comprimidas

$V_{Rd,s}$: esforço transversal resistente resultante da cedência da armadura transversal, corresponde à rotura pelos estribos

• **Letras latinas minúsculas**

b: largura da secção

b_w : menor largura da secção transversal na zona tracionada

d: altura útil da secção

d_2 : espessura de recobrimento das armaduras

f_{cd} : valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão aos 28 dias de idade

f_{ck} : valor característico da tensão de rotura do betão à compressão aos 28 dias de idade

$f_{p0,1k}$: valor característico da tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,1% à tração do aço das armaduras de pré esforço

f_{yd} : valor de cálculo da tensão de cedência à tração do aço das armaduras para betão armado

f_{yk} : valor característico da tensão de cedência à tração do aço das armaduras para betão armado

f_{ywd} : valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras de esforço transversal

h : altura da secção

k : coeficiente de permeabilidade

s : espaçamento entre armaduras transversais

x : profundidade do eixo neutro

z : braço do binário das forças interiores

• Letras gregas

α : profundidade relativa do eixo neutro ($= x/h$)

α_{cw} : coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido, tem o valor de 1 para estruturas não pré-esforçadas (dimensionamento ao corte de elementos em betão armado)

β' : Coeficiente de majoração que tem em conta o sistema de injeção utilizado (IRS ou IGU) e o tipo de solo interessado pelo bolbo de selagem.

γ : peso específico

γ_c : coeficiente de segurança parcial para o betão armado

γ_f : coeficiente de majoração de ações ou esforços característicos

$\gamma_{\text{não sat}}$: peso específico do solo não saturado

γ_{sat} : peso específico do solo saturado

$\Delta P'$: incremento da sobrecarga à tardoza da estrutura de contenção

ΔU_x : taxa de deformação horizontal da estrutura de contenção

ϵ_c : extensão de compressão no betão

ϵ_s : alongamento nas armaduras tracionadas

ϵ_{syd} : extensão limite da armadura em regime elástico, início da cedência ($= f_{yd}/E_s = 2,17\text{‰}$)

θ : ângulo formado entre a escora comprimida de betão e o eixo da viga.

ν : coeficiente de poisson

ν' : coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal

σ_{adm} : tensão admissível do aço

σ_c : tensão no betão

σ_{po} : tensão de cedência do aço

σ_s : tensão atuante no aço

τ : atrito lateral limite unitário

ϕ : ângulo de atrito

χ_1 coeficiente função da classe de betão para o diagrama parábola retângulo

χ_2 coeficiente função da classe de betão para o diagrama parábola retângulo

Ψ : ângulo de dilatação

1. INTRODUÇÃO

1.1. Objetivos

O presente trabalho tem como objetivo comparar duas diferentes soluções de escavação/contenção adotadas para a construção de estações subterrâneas de Metropolitano. Para tal, utilizar-se-ão dados provenientes de soluções construtivas implementadas no Metro de São Paulo, nomeadamente: Estação Eucaliptos (Linha 5 – Lote 5) e Estação Brooklin (Linha 5 – Lote 3).

A Estação Eucaliptos corresponde a uma solução tradicional de escavação a céu aberto, *cut & cover*, com geometria retangular, realizada com recurso a paredes moldadas ancoradas. A Estação Brooklin corresponde a uma metodologia inovadora representada por uma estrutura *cut & cover* materializada por cinco poços circulares multissecantes, utilizando paredes moldadas sem elementos provisórios externos ao suporte, como ancoragens.

Através da análise dos dados da instrumentação das referidas obras, pretende-se compreender melhor o comportamento observado, procurando aprofundar a abordagem quanto ao modo de funcionamento das estruturas atendendo aos mecanismos de interação desta com o solo, com especial atenção aos factores determinantes deste comportamento.

A Estação Eucaliptos foi a estação onde se observou a maior discrepância entre o comportamento previsto em fase de projeto e o comportamento registado pela instrumentação, por esta razão, pretende-se neste trabalho aprofundar o estudo desta obra de forma a identificar possíveis mecanismos para a origem do comportamento observado e averiguar pressupostos de projeto que possam ter divergido da realidade da obra. Esta análise será realizada com recurso à análise numérica da secção onde se verificaram os resultados mais gravosos em termos de deformação.

Os dados utilizados foram cedidos pelas empresas Companhia de Metropolitano de São Paulo (Dono de Obra) e Geodata – Consórcio Linha 5 do Metro de São Paulo (Projetista).

O trabalho será dividido em diferentes capítulos ao longo dos quais se pretende abordar o cenário onde as obras se desenvolveram, aspectos relevantes do projeto da fase provisória da escavação, as características das soluções construtivas adotadas (materiais e geometria), modo de funcionamento, faseamento e técnicas construtivas, interpretação

dos resultados da instrumentação, análise numérica e, por fim, com base nos casos de obra referidos apontar algumas diferenças entre as soluções construtivas avaliadas. Descreve-se a seguir de forma sucinta o conteúdo dos diferentes capítulos que constituem este documento:

- Neste capítulo 1 apresentam-se os objetivos do trabalho, descreve-se a importância do tema em estudo no contexto atual e refere-se o significativo avanço experimentado neste domínio e apresenta-se o enquadramento das obras do Metro de São Paulo (Linha 5).
- No capítulo 2 apresenta-se a solução construtiva adotada na Estação Eucaliptos, descreve-se a geometria da estação, referem-se os materiais empregues, o enquadramento geológico-geotécnico e, discutem-se aspectos relevantes para a fase provisória do projeto deste tipo de solução construtiva, nomeadamente o dimensionamento das ancoragens e a verificação da segurança estrutural da contenção.
- O capítulo 3 é referente à instrumentação da Estação Eucaliptos. Este capítulo começa por apresentar o sistema de instrumentação adotado, relatam-se alguns factos notórios associados à escavação, a seguir descreve-se o cronograma da obra e, por fim, apresentam-se os resultados referentes à secção da estrutura de contenção onde se registaram os valores mais gravosos de deformação e a interpretação do comportamento registado.
- No capítulo 4 apresenta-se a correção das leituras das deformações provenientes dos marcos refletos instalados na secção em estudo da Estação Eucaliptos, explica-se o procedimento adotado e faz-se a interpretação dos resultados obtidos em termos de deformações.
- No capítulo 5 apresenta-se a análise numérica da Estação Eucaliptos, realizada para o painel onde se verificou o comportamento mais gravoso em termos de deformação. Apresentam-se as modelações realizadas e discutem-se os resultados obtidos. No fim deste capítulo, descrevem-se as conclusões retiradas do trabalho realizado e apresentam-se sugestões para trabalhos futuros.
- No capítulo 6 apresenta-se o projeto da Estação Brooklin, referem-se aspectos que foram condicionantes para o projeto, apresentam-se e discutem-se os resultados da instrumentação, de forma a compreender o comportamento da estrutura de contenção.

- No capítulo 7 descrevem-se, com base em casos de obra, algumas diferenças entre as soluções construtivas avaliadas, abordam-se questões sobre o modo de funcionamento das soluções e por fim resumem-se as vantagens e desvantagens observadas.
- No capítulo 8 apresentam-se as considerações finais sobre o trabalho realizado.

1.2. Estado da Arte

A necessidade cada vez maior da utilização do espaço subterrâneo para o desenvolvimento de infraestruturas, necessidade esta patente na permanente preocupação com a problemática acessibilidade/mobilidade nas cidades em todo o mundo e premente em várias grandes cidades do mundo em desenvolvimento, onde o crescimento populacional superou em muito o crescimento de infraestruturas, torna este tema de investigação de significativo interesse sobretudo na óptica da engenharia, uma vez que a solução de tais problemas passa obrigatoriamente por análises de concepção/construção.

Segundo Pinto *et al.* (2010), a valorização e ocupação dos espaços urbanos tem determinado nos últimos anos o aumento progressivo do número de estruturas e infraestruturas enterradas, construídas ao abrigo de obras de escavação e contenção, nas quais as soluções adotadas se encontram, em geral, condicionadas por razões de ordem geológica e geotécnica, condições de vizinhança, serviços afetados, entre outras. Na mesma perspetiva de valorização dos espaços urbanos, tem-se igualmente destacado a preocupação com a preservação do património histórico e arquitectónico. Estas condicionantes têm determinado o desenvolvimento de soluções construtivas progressivamente mais adaptadas a este objetivo e às particularidades de cada cenário.

Neste contexto, a otimização de soluções de engenharia tornou-se essencial para a viabilidade dos projetos. No caso particular da construção de estações de metro, são obras que requerem grandes espaços, frequentemente situados em áreas densamente povoadas, o que se traduz obrigatoriamente em impactos na zona envolvente. Face a esta realidade, considera-se que atualmente, o desafio maior do projetista passa por reduzir ao mínimo o espaço à superfície interessado pela obra e limitar os impactos desta na envolvente (Stefanizzi *et al.*, 2014).

Sob este ponto de vista, o sucesso na definição da solução a adotar será conseguido através do conhecimento aprofundado de cada uma das soluções construtivas de forma a aproximar, tanto quanto possível, o comportamento previsto ao comportamento

observado. Neste sentido, a análise de dados provenientes da observação de obras onde tais soluções construtivas foram implementadas, constitui um processo fundamental para o conhecimento destes assuntos e consequentemente, para a escolha acertada de soluções futuras.

As obras em desenvolvimento constituem modelos à escala real que, se bem instrumentadas, podem constituir autênticos laboratórios para o estudo de diferentes soluções construtivas. Nessa perspectiva, a colaboração entre investigadores, projetistas, construtores e donos de obra constitui um requisito primordial (Topa Gomes, 2014).

Segundo Matos Fernandes (2010), nas últimas décadas, particularmente, desde meados do século XX, as escavações grandes e profundas para a construção de caves e infraestruturas de transporte, tornaram-se o mais emblemático trabalho geotécnico em áreas urbanas. A evolução das técnicas construtivas e dos métodos de análise das obras realizadas, executadas em condições cada vez mais ousadas e exigentes, tem sido intensa e contínua. O autor refere que o entendimento desta cadeia de avanços técnicos relevantes é fundamental na busca de novos desenvolvimentos.

O avanço de técnicas observado nas obras metropolitanas é a prova maior da importância deste domínio na nossa sociedade, uma vez que é a necessidade que tem determinado o ritmo de inovação. São Paulo, atualmente, experimenta esta busca, representa um palco de experiências de projetos inovadores e de obras geotécnicas de importância mundial cujo estudo e análise podem contribuir de forma sólida para o avanço do conhecimento neste domínio.

Através da análise dos dados de projeto e dos dados da instrumentação de duas diferentes obras que decorrem nesta realidade “paulista”, a primeira representativa de uma solução construtiva tradicional e a segunda representativa da inovação neste domínio, pretende-se contribuir para uma melhor compreensão das diferenças existentes em termos de comportamento, aspectos críticos e processo construtivo.

1.3. Linha 5 do Metro de São Paulo - Enquadramento

São Paulo é uma das maiores cidades do mundo, com cerca de 20 milhões de pessoas a viver na cidade e arredores (Silva *et al.*, 2013). Face a esta densidade populacional o aumento da mobilidade dos utentes de transporte público tornou-se um dos seus maiores

desafios. Para responder a esta necessidade, o Governo de São Paulo tem realizado grandes investimentos para a ampliação das linhas do Metro.

São Paulo tem atualmente a maior rede de metropolitano do Brasil. É também a segunda maior da América do Sul e a terceira maior da América Latina, posicionando-se atrás do Metro da Cidade do México e do Metro de Santiago. O sistema de Metro contém 74,2 km de percurso, distribuídos em 5 linhas (Linha 1 - 5) com 63 estações (Stefanizzi *et al.*, 2014).

A extensão da Linha 5 do Metro de São Paulo, em execução desde maio de 2011, ligará o Largo Treze, no bairro de Santo Amaro, a Chácara Klabin, ou seja, a área sul de São Paulo com a sua área central, Figura 1.1. O trecho é constituído por 11,5 km de túnel escavados pelos métodos TBM (Tunnel Boring Machine) e Escavação Sequencial (NATM), 11 estações, 13 poços; 1 estacionamento de carruagens sob o Parque das Bicicletas; 1 pátio de estacionamento e manutenção (Guido Caloi); 1 subestação primária (Companhia do Metropolitano de São Paulo, 2014).



Figura 1.1: Traçado da Linha 5 (Companhia do Metropolitano de São Paulo, 2014).

2. ESTAÇÃO EUCALIPTOS – ASPECTOS RELEVANTES DO PROJETO

2.1. Introdução

Pretende-se neste capítulo apresentar a obra da Estação Eucaliptos e abordar temas importantes que serviram de base ao desenvolvimento do projeto do sistema de contenções provisórias desta estação. Tendo em conta que se trata de uma tese de engenharia, discutem-se dois temas que obrigatoriamente fazem parte do projeto de soluções construtivas como a solução de Eucaliptos: o dimensionamento das ancoragens e a verificação da segurança estrutural.

A seguir descrevem-se as características da estação, os materiais utilizados, o enquadramento geológico-geotécnico, são tecidas considerações acerca do dimensionamento das ancoragens à luz da prática brasileira e da prática portuguesa e, por fim, aborda-se a verificação da segurança estrutural da parede de contenção com o desenvolvimento de um exemplo prático.

A Estação Eucaliptos localiza-se junto à Av. Ibirapuera, sendo atravessada pela Av. dos Eucaliptos, encontra-se topograficamente próximo à cota 750,28 m. Na Figura 2.1 apresenta-se um extrato da planta com a localização da estação.

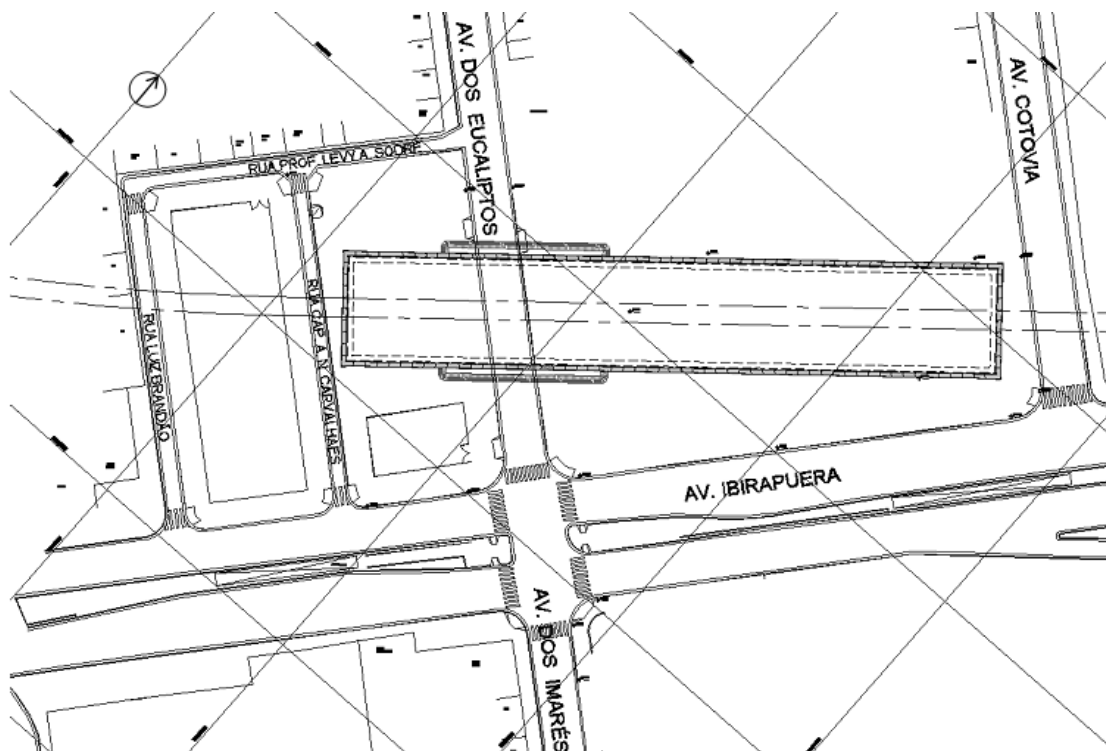


Figura 2.1: Localização da Estação Eucaliptos (Geodata - Consórcio Linha 5 Metrô de São Paulo, 2012f).

O corpo principal da estação, com forma retangular, tem aproximadamente 140 m de comprimento, por 24 m de largura e 28 m de altura média (Geodata - Consórcio Linha 5 Metrô de São Paulo, 2012f). O sistema de contenção utilizado foi o de paredes moldadas com recurso a elementos externos ao suporte representados por ancoragens provisórias, conforme se observa na imagem da Figura 2.2.

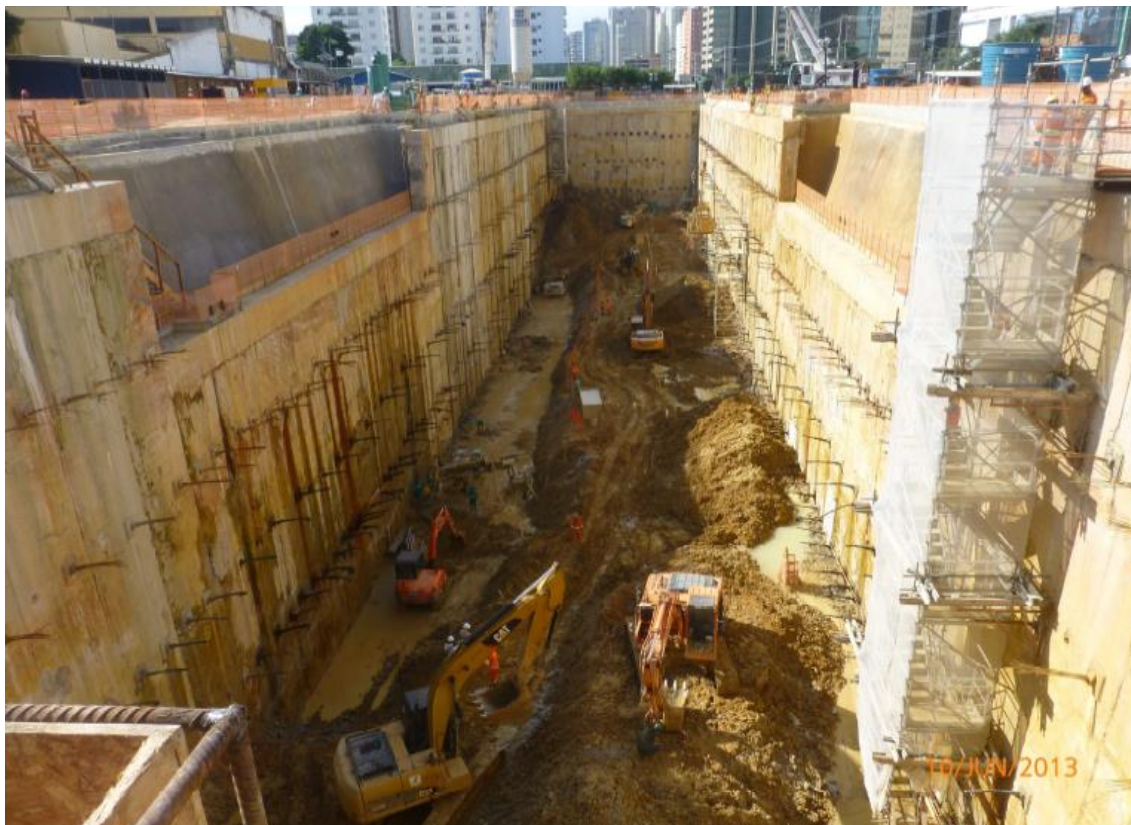


Figura 2.2: Imagem da escavação, Estação Eucaliptos (Geodata - Consórcio Linha 5 Metrô de São Paulo, 2013n).

A cota de início dos trabalhos, correspondente à execução das paredes moldadas corresponde à cota 750,28 m (topo da contenção). A estação foi escavada pelo método *cut and cover* até a cota de implantação da laje de fundo, correspondente à cota 719,17 m. Ao longo da escavação foram construídos sete níveis de ancoragens.

Como se observa na Figura 2.1, a Estação Eucaliptos é atravessada pela Av. dos Eucaliptos, nesta zona do atravessamento, a estrutura do corpo principal da contenção foi rebaixada 5,61 m de profundidade, de forma a assegurar a existência desta mesma espessura de aterro subjacente à avenida para a passagem de infraestruturas enterradas. Desta forma, a parte da estação que se situa na zona do atravessamento foi realizada após a escavação dos 5,61 m de profundidade, sendo a estabilização da parte superior, que

corresponderá à zona de aterro, conseguida com recurso a um talude com pregagens e betão projetado, Figura 2.2 (Geodata - Consórcio Linha 5 Metrô de São Paulo, 2012f).

Nas paredes de topo da estação (parede ao fundo da Figura 2.2), paredes NE e SW, onde se prevê a chegada das tuneladoras, o maciço situado a tardo da contenção foi sujeito ao melhoramento das suas propriedades através de injeções com calda de cimento (não existiram ancoragens no caminho da tuneladora). Este tratamento permite facilitar a chegada/partida das máquinas e garantir a estabilidade do maciço durante as escavações.

2.2. Materiais utilizados

Apresenta-se no Quadro 2.1 a descrição dos materiais previstos em projeto e utilizados em obra e os valores das suas propriedades mais relevantes. O sistema de unidades utilizado corresponde ao Sistema Internacional (SI).

Quadro 2.1: Materiais utilizados x Propriedades (Geodata - Consórcio Linha 5 Metrô de São Paulo, 2012f)

Materiais	Propriedades
Betão (parede moldada)	$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$, $f_{cd} = 20 \text{ MPa}$,
	Peso específico : $\gamma = 25 \text{ KN/m}^3$
	Módulo de deformabilidade: $E = 26 \text{ GPa}$
	Recobrimento das armaduras: $7.0 \pm 0.5 \text{ cm}$
Aço das armaduras das estruturas de betão armado	CA – 50 ($\equiv A500$)
	$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 435 \text{ MPa}$
Aço das ancoragens	Cordões 190 RB ($f_{yk} = 1708 \text{ MPa}$)
	Módulo de deformabilidade $E = 200 \text{ GPa}$
	Coeficiente de Poisson: $\nu = 0.25$.
Aço para estruturas metálicas	ASTM A 572 grau 50
	$f_{yk} > 345 \text{ MPa}$
Calda de cimento para bolbo das ancoragens	$f_{ck} \geq 25 \text{ MPa}$

2.3. Geologia e Geotecnia

A cidade de São Paulo está construída sobre uma bacia sedimentar cuja área geográfica compreende terrenos pré-câmbrios (rochas alcalinas, gnaisses), sedimentos terciários da Bacia de São Paulo, além de coberturas colúvio-aluviais quaternárias.

A origem tectónica da bacia de São Paulo, bem como a alternância de regimes torrencial e lacustre, que predominaram durante a época de sua formação, explicam a extrema heterogeneidade dos seus solos (Riccomini & Coimbra, 1992).

Uma porção significativa da cidade de São Paulo tem seus substratos menos profundos, até as profundidades que usualmente interessam aos problemas rotineiros de engenharia, constituídos por sedimentos terciários (Riccomini & Coimbra, 1992). Estes sedimentos se subdividem em duas formações: Formação de São Paulo e inferiormente, Formação de Resende.

Os sedimentos da Formação de São Paulo estão representados por argilas siltosas e areias argilosas vermelhas e variegadas que em função de sua gênese, são bastante heterogêneos e mal graduados. Predominam as argilas siltosas com lentes esparsas de areia fina a média argilosa, conferindo aos sedimentos permeabilidade baixa, excepto em camadas localizadas de areias finas e médias que se apresentam com elevada permeabilidade devido ao menor grau de intemperismo sofrido (Yassuda, Kenzo, & Rocha, 1992).

Um aspecto pouco estudado que afeta a Formação de São Paulo é o intemperismo e a elevada laterização que conferem aos sedimentos uma melhoria sensível em sua coesão e demais características geotécnicas (Yassuda *et al.*, 1992).

Coureaças (crostas e concreções limoníticas) de espessura variada são frequentes na interface entre sedimentos argilosos e arenosos da Formação de São Paulo, conferindo pronunciada impermeabilidade no topo das camadas pelíticas (Yassuda *et al.*, 1992).

A Formação Resende encerra depósitos originários de leques aluviais associados à planície aluvial de rios entrelaçados. Estes sedimentos constituem camadas de argilas e de areias de coloração cinza e amarela, caracterizadas por elevada consistência ou compacidade, com pronunciada pré-consolidação (Yassuda *et al.*, 1992).

As argilas da Formação de Resende, chamadas localmente de “taguá”, praticamente não possuem areia e as areias são em geral pouco argilosas. A principal característica destes sedimentos é a maior homogeneidade e persistência lateral das camadas quando

comparadas com as da Formação São Paulo. Tratam-se de sedimentos pouco afectados pelo intemperismo e pelos processos de laterização, uma vez que estão próximos ou dentro da zona de saturação (Yassuda *et al.*, 1992).

Apesar das dificuldades de previsão do comportamento das obras subterrâneas executadas nesses sedimentos, elas têm um histórico de sucesso, caracterizando-se por parâmetros geotécnicos favoráveis e elevada capacidade de autossustentação, tanto em taludes como em túneis (Riccomini & Coimbra, 1992).

Descrevem-se a seguir alguns aspectos destes solos que interessam referir:

→ Os sedimentos situados acima do nível de drenagem (cota 715 m a 720 m, aproximadamente), maioritariamente correspondentes à Formação de São Paulo, sofreram um processo de intemperismo que deixaram sinais tais como a cor variegada e a sobreconsolidação por secagem, imprimindo aos mesmos características *sui generis*. Os solos mais superficiais foram submetidos a um processo de laterização, dando origem a solos vermelhos, ricos em óxido de ferro (Massad, Pinto, & Nader, 1992).

→ Abaixo do nível de drenagem ocorrem as argilas duras cinza esverdeadas da Formação de Resende que aparentemente mantêm a sua pressão de pré-consolidação original. Vargas (citado em Massad *et al.*, 1992) descreve as argilas duras cinza esverdeadas como fortemente sobreconsolidadas, efeito que teria sido provocado por erosão dos atuais vales dos Rios Tietê e Pinheiros.

→ As areias basais da Formação de Resende receberam este nome pelo facto de ocorrerem no fundo da bacia, assentes diretamente sobre o substrato rochoso. Trata-se de depósitos de areias predominantemente médias, pouco argilosas, constituídas por grãos pouco arredondados, de cor amarela ou cinza claro (Massad *et al.*, 1992).

→ Uma das características marcantes destes solos terciários é a sua heterogeneidade, inclusive no que se refere à pressão de pré-consolidação, que, exceção feita às argilas cinza esverdeadas (Formação de Resende), não guarda nenhuma relação com o peso da terra erodida. Atribui-se este facto a processos de secagem (solos variegados) e processos de cimentação e lixiviação (solos vermelhos) que sem dúvida modificaram as suas pressões de pré-consolidação (Massad *et al.*, 1992).

→ Massad *et al.* (1992) refere que os solos do terciário da Bacia de São Paulo se comportam como solos rijos a duros.

→ A grosso modo, as camadas da Formação de São Paulo são menos permeáveis que as da Formação de Resende (Yassuda *et al.*, 1992).

Na Figura 2.3 apresenta-se o perfil geológico-geotécnico do subsolo interessado pela Estação Eucaliptos. No Quadro 2.2 apresenta-se o zonamento geológico-geotécnico considerado em projeto, com a descrição das unidades e parâmetros geotécnicos.

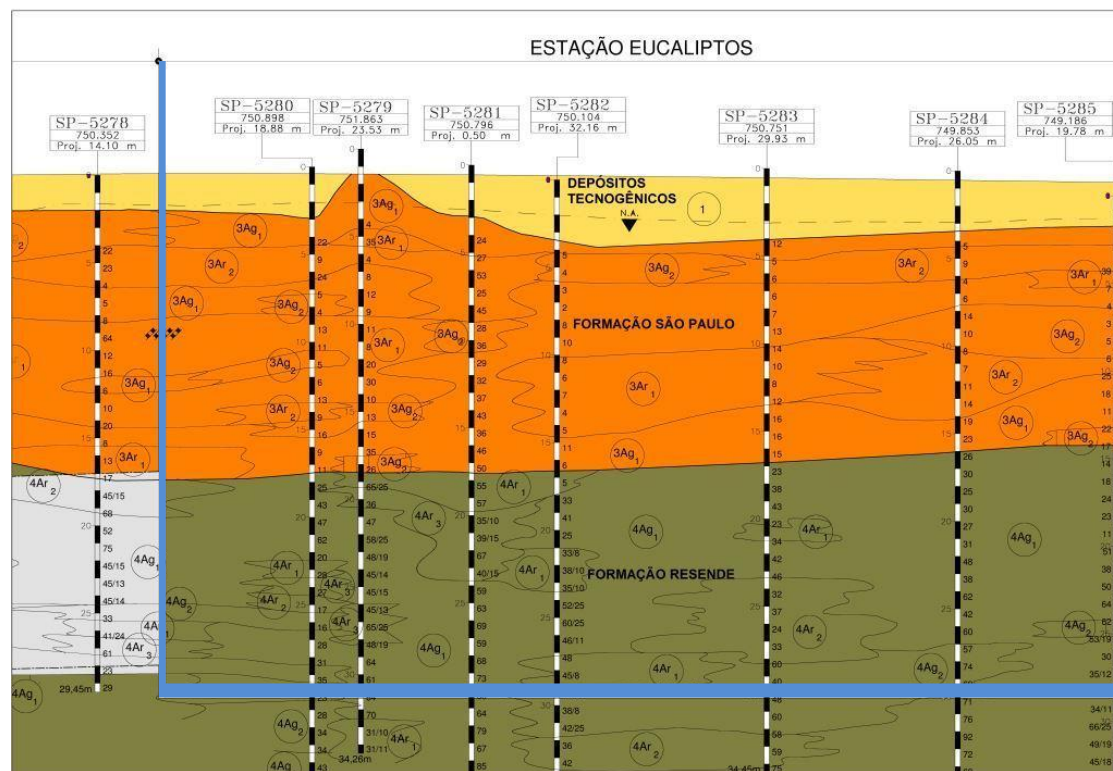


Figura 2.3: Perfil geológico-geotécnico da Estação Eucaliptos, corte pelo eixo longitudinal, linha azul assinala os limites da estação (Geodata - Consórcio Linha 5 Metrô de São Paulo, 2012f).

O subsolo na zona interessada pela Estação Eucaliptos caracteriza-se do topo para a base pela seguinte sequência (Geodata - Consórcio Linha 5 Metrô de São Paulo, 2012f):

→ Aterros com materiais diversos com predomínio de argila siltosa pouco arenosa, geralmente com pedregulhos e/ou matéria orgânica. As espessuras destas camadas variam entre 1 a 10 m.

→ Sequência de camadas arenosas e argilosas da Formação São Paulo (3Ar e 3Ag) com espessuras variáveis entre 2-10 m;

→ Entre os 15 m a 20 m de profundidade aproximadamente, detectou-se o topo da Formação Resende, constituída por uma alternância de camadas argilosas (4Ag) e arenosas (4Ar). As espessuras das camadas variam entre 2 m a 20 m.

Quadro 2.2: Parametrização Geotécnica - Estação Eucaliptos (Geodata - Consórcio Linha 5 Metrô de São Paulo, 2012f)

Referência	Descrição	N _{SPT}	γ (kN/m ³)	C' (kPa)	ϕ (°)	E (MPa)	k (cm/s)
At	Aterros com materiais diversos, com predomínio de argila siltosa pouco arenosa, geralmente com pedregulhos e/ou matéria orgânica.	1 – 8	16	10	20	8 - 28	1E05
3Ag1,2	3Ag1 Argila siltosa pouco arenosa, de consistência rija a dura, variegada (amarela, cinza e vermelha).	10 – 20	17 - 20	40 - 90	18 - 22	20 - 50	5E-06
	3Ag2 Argila arenosa pouco siltosa, de consistência média a dura, variegada (amarela, cinza e vermelha).						
3Ar1,2	3Ar1 Areia fina a média argilosa medianamente compacta a compacta, amarela e vermelha.	5 – 40	19	1	30 - 35	25 - 60	5E-04
	3Ar2 Areia de granulometria variada, argilosa, com pedregulhos finos a médios, medianamente compacta a compacta, vermelha.						
4Ag1,2	4Ag1 Argila siltosa, pouco arenosa (areia fina e média), pouco micácea, medianamente plástica a plástica, rija a dura, cinza.	8-40	19 - 21	40 - 100	21 - 24	25 - 85	1E07
	4Ag2 Argila arenosa (areia fina e média), pouco micácea, pouco a medianamente plástica, rija a dura, cinza.						
4Ar1,2,3	4Ar1 Areia fina e média argilosa, pouco siltosa, pouco micácea, pouco plástica, pouco compacta a compacta cinza amarela.	10 - 40	19 - 21	1	30 - 35	30 - 100	1E-03
	4Ar2 Areia média a grossa, pouco siltosa, medianamente a muito compacta, cinza amarela.						
	4Ar3 Areia média e grossa, pouco siltosa, com fragmentos de quartzo e pedregulhos variados, medianamente a muito compacta, cinza amarela.						

Sendo: NSPT: número de pancadas do ensaio SPT; γ : peso específico; C': coesão efetiva; ϕ : ângulo de atrito; E: módulo de deformabilidade; K: coeficiente de permeabilidade.

Os parâmetros geotécnicos utilizados no projeto foram estimados a partir dos resultados das sondagens com ensaios SPT e com base nos dados publicados nas Normas Técnicas Complementares NC03 – Volume II do Metrô. Para validação adicional dos parâmetros foi utilizada a publicação “Solos da Cidade de São Paulo” (1992). Visto que os parâmetros obtidos a partir das sondagens foram consistentes com os da publicação referida, não foram realizadas análises adicionais (Geodata - Consórcio Linha 5 Metrô de São Paulo, 2012f).

O nível médio de água detectado nas sondagens realizadas no local da estação encontrava-se entre 1 e 3 m de profundidade (Geodata - Consórcio Linha 5 Metrô de São Paulo, 2012f).

De acordo com Vargas (2002), verifica-se, no centro da cidade, a ocorrência de um nível freático permanente mais profundo e níveis de água superiores constituídos por lençóis suspensos por camadas argilosas, observando-se com frequência mais de um nível de água. O nível mais profundo, nas areias basais (Formação de Resende), caracteriza-se pela homogeneidade em granulometria e permeabilidade, com coeficientes de permeabilidade entre 10^{-2} e 10^{-4} cm/seg. Os níveis superficiais, nas camadas variegadas (Formação de São Paulo), caracterizam-se por uma extrema heterogeneidade, tanto em granulometria e permeabilidade, como em distribuição espacial, constituindo lençóis “empoleirados” (Vargas, 2002).

2.4. Pré-dimensionamento das ancoragens

A estimativa do carregamento que atuará sobre a estrutura de contenção é obtida pela sobreposição das diversas ações atuantes sobre a cortina, nomeadamente: impulso dos solos, pressões hidrostáticas, sobrecargas existentes na zona de influência da estrutura de contenção resultantes em regra de depósitos de materiais a tardoz da cortina, veículos e equipamentos, ou edificações (Companhia de Metropolitano de São Paulo, 2008).

Atendendo ao facto de se tratar de uma estrutura flexível, o pré-dimensionamento das ancoragens é realizado através do cálculo de impulsos tendo por base um diagrama de pressões aparentes do solo. Estes diagramas têm em conta o efeito da redistribuição das tensões no maciço a tardoz da contenção, correspondente ao designado efeito em arco que se desenvolve no solo, condicionado, entre outros, pela deformação da cortina.

Para a obra em análise, atendendo à constituição heterogénea do maciço, importa referir que segundo Matos Fernandes (1990), a adoção de diagramas aparentes para tais casos exige, além de uma certa dose de bom senso, um criterioso julgamento, no qual os diagramas aparentes propostos por Terzaghi e Peck devem servir como ponto de referência. De acordo com o mesmo autor, Clough (1976) sugere que seja usada a Teoria de Rankine para a determinação de um primeiro diagrama de pressões, cuja resultante deve ser multiplicada por um factor de majoração que será definido em função da natureza dos solos antes de ser redistribuída de acordo com a forma das envolventes clássicas. Estes diagramas devem constituir a base do cálculo das forças inicialmente instaladas nas ancoragens (Matos Fernandes, 1990).

Após calculadas as pressões sobre a contenção, considerando o efeito em arco do solo (diagramas aparentes), define-se a malha das ancoragens: número de níveis de ancoragens, espaçamento vertical entre os níveis e espaçamento horizontal entre as ancoragens de um mesmo nível. A área de influência de cada ancoragem multiplicada pela pressão correspondente do diagrama de pressões, corresponde à componente horizontal da força resultante que atuará sobre cada ancoragem. Este valor agravado em cerca de 15%, para ter em conta as perdas que ocorrem devido ao ajuste do sistema de ancoragem, corresponde ao valor do pré-esforço.

A prática em vigor em Portugal considera que atendendo à variação da força nas ancoragens nas fases construtivas subsequentes ao respetivo pré-esforço, com o agravamento desta força na fase de escavação imediatamente a seguir à instalação do pré-esforço, é compreensível que, para o dimensionamento da ancoragem, o pré-esforço não deva ser admitido igual ao esforço máximo que a ancoragem estará sujeita durante a sua vida útil (tração admissível). Por esta razão, considera-se conveniente a adoção de um coeficiente de segurança que acautele que mesmo após as variações referidas, a tração mobilizada na ancoragem não ultrapasse a que foi considerada admissível (Matos Fernandes, 1990)

Assim em projeto, após a adoção do nível e da distribuição de pré-esforços nas ancoragens, dever-se-á proceder a uma avaliação das variações dos esforços nestes elementos com base em experiências de obras afins ou através de modelação por elementos finitos, de forma a assegurar que os esforços máximos nas ancoragens não ultrapassem uma dada fração dos correspondentes aos vários estados limites da ancoragem (Matos Fernandes, 1990)

Assim, admitindo que o nível de pré esforço foi adequadamente estabelecido, as variações esperadas na força das ancoragens deverão encontrar-se dentro do intervalo compreendido entre 0% a 20% (esforço máximo previsto), adoptando-se por isto um coeficiente de majoração para o pré-esforço calculado de até 1,2 para a estimativa da tração admissível. Entende-se por tração admissível de uma ancoragem, o valor máximo da força que nela pode ser mobilizada durante a sua vida útil, isto é, o valor máximo da tração de serviço, valor a ser utilizado para o dimensionamento da ancoragem. O pré-esforço é o valor inicial da tração de serviço (Matos Fernandes, 1990).

De acordo com o documento “Diretrizes para o cálculo das obras executadas pelo método da trincheira” (Companhia de Metropolitano de São Paulo, 2008), a carga de pré-esforço nas ancoragens induz tensões no solo e na cortina que dependerão entre outros factores, da rigidez relativa entre os dois elementos, razão pela qual somente devem ser utilizados métodos de cálculo que considerem este facto. Assim, o documento refere ser obrigatória a aplicação de métodos evolutivos no caso de contenções realizadas com escoras e ancoragens. “Os métodos evolutivos são assim chamados porque acumulam, em cada fase, as tensões e deformações ocorridas nas fases anteriores” (Companhia de Metropolitano de São Paulo, 2008).

Apresenta-se no Anexo A o processo de dimensionamento das ancoragens (Verificação dos Estados Limites), à luz da prática brasileira e da prática portuguesa.

2.5. Parede Moldada – Verificações Estruturais para a Segurança

De acordo com Matos Fernandes (1990), as estruturas de suporte não evidenciam tanta sensibilidade em relação aos parâmetros de cálculo de mais difícil avaliação, em particular as relações tensões-deformações do maciço, tal como se observa quando se pretende uma previsão dos deslocamentos associados à escavação. Pelo contrário, os esforços na estrutura de contenção são especialmente sensíveis ou dependem significativamente de outros aspectos de determinação muito mais fácil nos modelos de cálculo, tais como: a geometria do problema, condições de apoio do pé da cortina, a flexibilidade da cortina e a sequência das fases construtivas (Matos Fernandes, 1990). Segundo o mesmo autor, a armadura da parede é no essencial condicionada pela fase definitiva, com exceção para os níveis que se ligam as ancoragens onde a armadura horizontal é reforçada, constituindo as “vigas de repartição” embebidas na parede.

Na fase provisória, o processo de verificação da segurança estrutural inicia-se com a obtenção dos diagramas de momentos fletores, esforços transversos e esforços axiais (M, V e N) para cada uma das fases da escavação, resultantes da análise numérica. A sobreposição das curvas que constituem os diagramas (M, N ou V) para cada fase de escavação, permite a visualização dos pontos mais esforçados ao longo da contenção. A verificação do dimensionamento da parede moldada, para os estados limites últimos e de serviço, é realizada com base nos pares de esforços mais gravosos atuantes ao longo da altura da contenção resultantes da análise numérica: N_{Ed} e M_{Ed} , N_{Ed} mínimos com M_{Ed} máximos e N_{Ed} máximos com M_{Ed} máximos.

Interessa referir que na flexão composta não é possível falar em envolvente de esforços mas apenas em envolvente de armaduras, uma vez que a envolvente de esforços de diferentes combinações poderia conduzir em determinadas situações a um sobredimensionamento considerável da armadura, ou noutras situações ainda, a envolvente dos esforços conduziria a um subdimensionamento (Cachim & Morais, 2013).

As verificações estruturais realizadas em fase de projeto para a Estação Eucaliptos foram elaboradas de acordo com as Normas Brasileiras: ABNT NBR – 6118: 2007 “Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento” e ABNT NBR – 8681: 2003 “Ações e Segurança nas Estruturas – Procedimento”. Serão apresentadas apenas algumas passagens destas normas consideradas importantes para a compreensão das etapas do projeto abordadas nesta análise.

A verificação de segurança propriamente dita constitui um processo “padrão” que independente do país de origem, o que se alteram são os coeficientes de segurança envolvidos e as combinações de ações, uma vez que as equações em causa são as mesmas, neste caso as equações do equilíbrio e as equações de compatibilidade de deformações.

Para a obtenção do esforço atuante de cálculo (S_d), a Norma Brasileira “Ações e segurança nas estruturas – Procedimento” (NBR 8681, 2003), refere no item 5.1.2.1, que se o cálculo do esforço atuante for feito em regime elástico linear (elástico ou pseudoelástico), o coeficiente de majoração γ_f pode ser aplicado tanto à ação característica (F_k) quanto diretamente aos esforços característicos (S_k):

$$S_d = S (\gamma_f \times F_k), \text{ ou}$$

$$S_d = \gamma_f \times S_k = \gamma_f \times S (F_k)$$

Segundo a mesma norma, se o cálculo do esforço atuante for feito por processo não linear, o coeficiente γ_f será aplicado à ação característica (F_k):

$$S_d = S (\gamma_f \times F_k)$$

Diz-se que não há linearidade geométrica quando o comportamento estrutural deixa de ser linear em virtude da alteração da geometria do sistema (NBR 8681, 2003).

Assim, de acordo com a referida norma, com base na qual foi realizado o projeto da Estação Eucaliptos, a modelação foi realizada com os parâmetros característicos do solo e para a verificação do dimensionamento, ELU (Estado Limite Último) e ELS (Estado Limite de Serviço), o esforço de cálculo (S_d) foi obtido pela aplicação de um coeficiente de majoração ($\gamma_f = 1,4$) ao valor característico do esforço proveniente da modelação (S_k):

$$S_d = \gamma_f \times S_k \text{ com } \gamma_f = 1,4 \times (M, N, V)$$

O programa de cálculo automático utilizado pela empresa projetista foi o programa PARATIE_PLUS, trata-se de um programa bidimensional elaborado com base no método dos elementos finitos. Esse programa permite a análise da escavação de forma evolutiva, ou seja, em fases incrementais de tensões (Geodata - Consórcio Linha 5 Metrô de São Paulo, 2012f).

No Anexo B apresenta-se o desenvolvimento de um exemplo prático de verificação da segurança estrutural realizado para uma secção da estrutura de contenção da Estação Eucaliptos.

Foi exposto neste capítulo temas que devem ser obrigatoriamente abordados no projeto de soluções construtivas como a solução de Eucaliptos, nomeadamente, a definição dos materiais utilizados em obra, a caracterização geológico-geotécnica do maciço, o dimensionamento das ancoragens e a verificação da segurança estrutural. Relativamente aos últimos dois temas, pretendeu-se uma descrição mais detalhada de forma a explicar os passos que precedem ao dimensionamento das ancoragens (Anexo A) e o procedimento para a verificação da segurança estrutural da parede de contenção, apresentando para este último tema, o desenvolvimento de um exemplo prático (Anexo B).

3. ESTAÇÃO EUCALIPTOS – INSTRUMENTAÇÃO PAINEL S14

3.1. Introdução

Conforme exposto no capítulo anterior a obra em estudo apresenta um corpo principal constituído por uma escavação de forma retangular, com 140 m de comprimento por 24 m de largura e 28 m de altura média. A obra desenvolve-se num ambiente geológico de depósitos sedimentares constituído por sequências alternadas de areias e argilas.

O sistema de contenção adotado para a fase provisória da escavação foi o de paredes moldadas e ancoragens, com recurso numa fase posterior, quase final da escavação ao escoramento metálico no topo da contenção em algumas partes da escavação. Depois da realização das paredes moldadas à cota 750,28 m, a estação foi escavada pelo método *cut and cover*, até a cota da laje de fundo. A construção da solução estrutural prevista para a fase provisória da obra, teve início em fevereiro de 2012 e término em dezembro de 2013 com a betonagem da laje de fundo.

Durante o processo construtivo, a partir de junho de 2013 e com maior agravamento em agosto de 2013, as leituras da instrumentação registaram valores acima dos valores previstos em projeto, atingindo os limites de atenção e de alarme. Os eventos mais graves foram observados a meio vão da escavação, na secção designada por SC06 constituída pelos painéis de parede designados por S14 (parede norte) e S46 (parede sul). Este facto associado ao desenvolvimento de danos na envolvente da escavação levou a adoção de soluções adicionais, não contempladas em projeto, tendo em vista aumentar o grau de segurança associado à obra. A medida adicional de segurança consistiu no escoramento metálico do topo da contenção na zona a meio vão da escavação.

Outra alteração feita ao projeto inicial refere-se ao número de níveis de ancoragem, o Projeto Executivo previa inicialmente a execução de seis níveis de ancoragens, contudo, esta geometria foi posteriormente alterada (em agosto de 2013), tendo sido acrescentado um sétimo nível de ancoragens em virtude do aprofundamento da escavação ou rebaixamento da cota de fundo em cerca de 3 m, para a instalação de um porão de cabos e de colchão drenante.

A obra de escavação da Estação Eucaliptos foi monitorizada durante todo o seu tempo de construção pelos seguintes instrumentos: piezómetro tipo casagrande (PZM), piezómetro

elétrico (PZE), indicador de nível de água ou piezômetro de tubo aberto (INA), dreno de alívio (IDT), inclinômetro (IN), marco superficial (MS), marca de nivelamento (PE), marco refletor (MR), extensômetro (BE), fissurômetro (FISS), tassômetro (TS), célula de carga (CC), clinômetro, pino de convergência (NMR) (Geodata - Consórcio Linha 5 Metrô de São Paulo, 2012g).

Para o estudo deste caso de obra, escolheu-se uma secção transversal à escavação, definida por dois painéis da estrutura de contenção, um situado na parede norte da escavação e outro na parede sul, sendo o painel da parede norte posteriormente estudado no âmbito de uma retro análise. Os critérios que conduziram à escolha da secção foram: preferência por secções onde se registaram os piores resultados em termos de comportamento (maior discrepância entre o esperado e o observado) e preferência por secções com maior quantidade e variedade de instrumentos.

Atendendo aos critérios referidos, a secção da escavação escolhida foi a definida pelos painéis S14 (parede norte) e S46 (parede sul), cujo alinhamento define a secção transversal designada em projeto por SC06, posicionada a meio vão da escavação, correspondente à zona onde se verificaram os resultados mais gravosos em termos de tensões e deformações. O painel S14 foi o painel que apresentou as maiores deformações, sendo este o painel alvo de estudo.

Na Figura 3.1 apresenta-se a planta com a implantação da obra e a sua envolvente. Na Figura 3.2 apresentam-se os alçados interiores à escavação (cortes transversais e longitudinais).

Na Figura 3.3 apresenta-se parte do alçado norte (painel S14), com a indicação da instrumentação instalada neste painel e com referência às cotas de instalação. Importa referir que este corte longitudinal corresponde à geometria prevista inicialmente na fase de projeto e posteriormente executada em obra, antes da previsão do sétimo nível de ancoragens, e por conseguinte, não inclui este último nível. Na Figura 3.4 apresenta-se o mesmo troço do alçado norte (painel S14) com a solução construtiva atualizada (valores atualizados para a solução retificada após setembro de 2013), com a representação dos sete níveis de ancoragens. No Quadro 3.1 apresentam-se os níveis de ancoragem realizados a meio vão da escavação, as cotas de instalação, as cotas dos patamares de escavação, o pré-esforço instalado em obra e o espaçamento horizontal entre ancoragens.

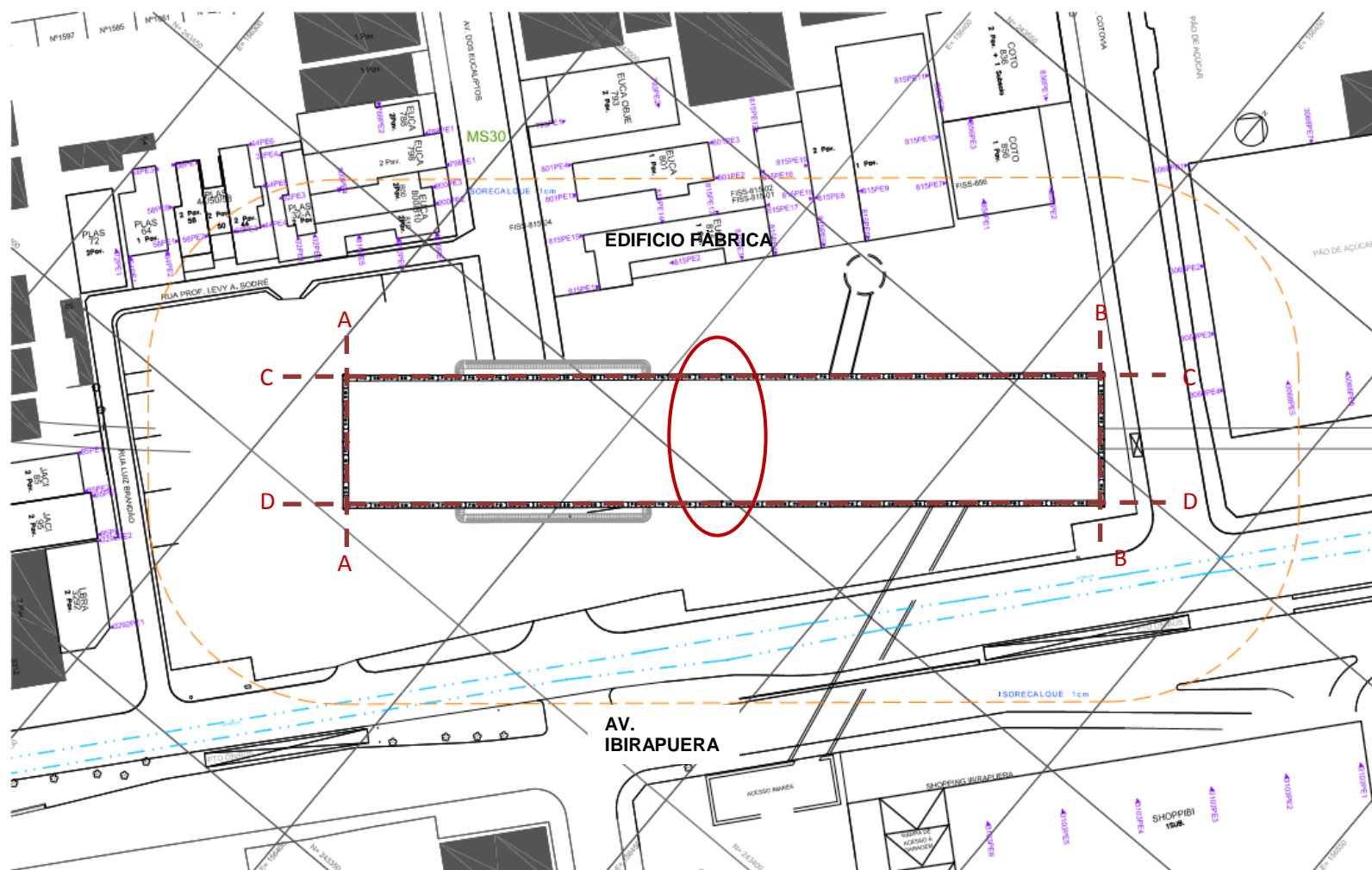


Figura 3.1: Planta da escavação da Estação Eucaliptos, zona assinalada com elipse vermelha indica a zona alvo de estudo (SC06), s/ escala (adaptado à peça desenhada cedida pela Companhia de Metropolitano de São Paulo).

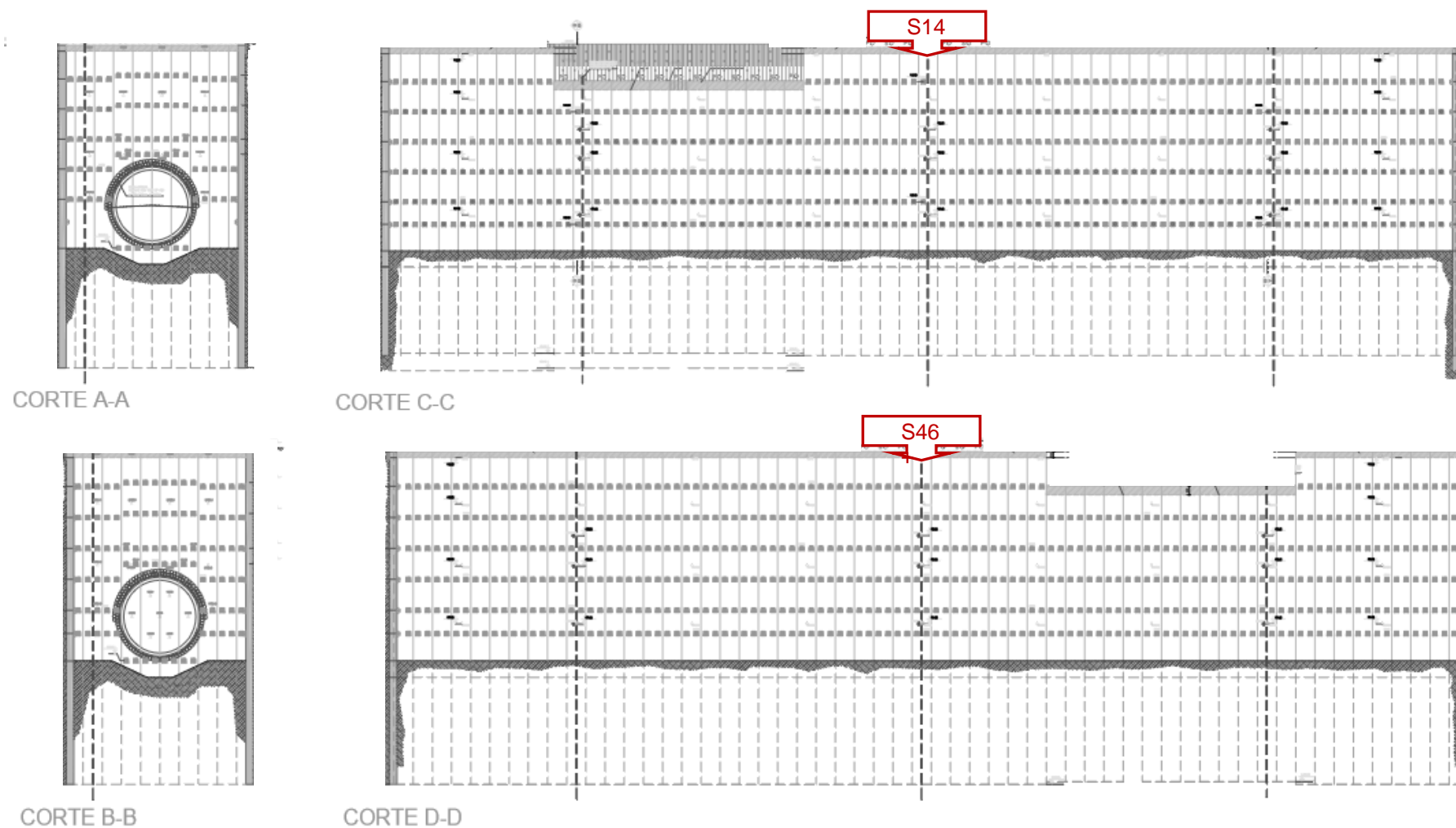


Figura 3.2: Estação Eucaliptos - Alçados da escavação, cortes AA e BB correspondem a cortes transversais e cortes CC e DD correspondem a cortes longitudinais indicados na planta da Figura 3.1. Assinala-se a localização dos painéis da contenção situados na secção a meio vão da escavação, S14 e S46. Indicação da disposição das ancoragens prevista na fase inicial. As linhas verticais a tracejado indicam as calhas inclinométricas. S/escala (imagem Geodata®).

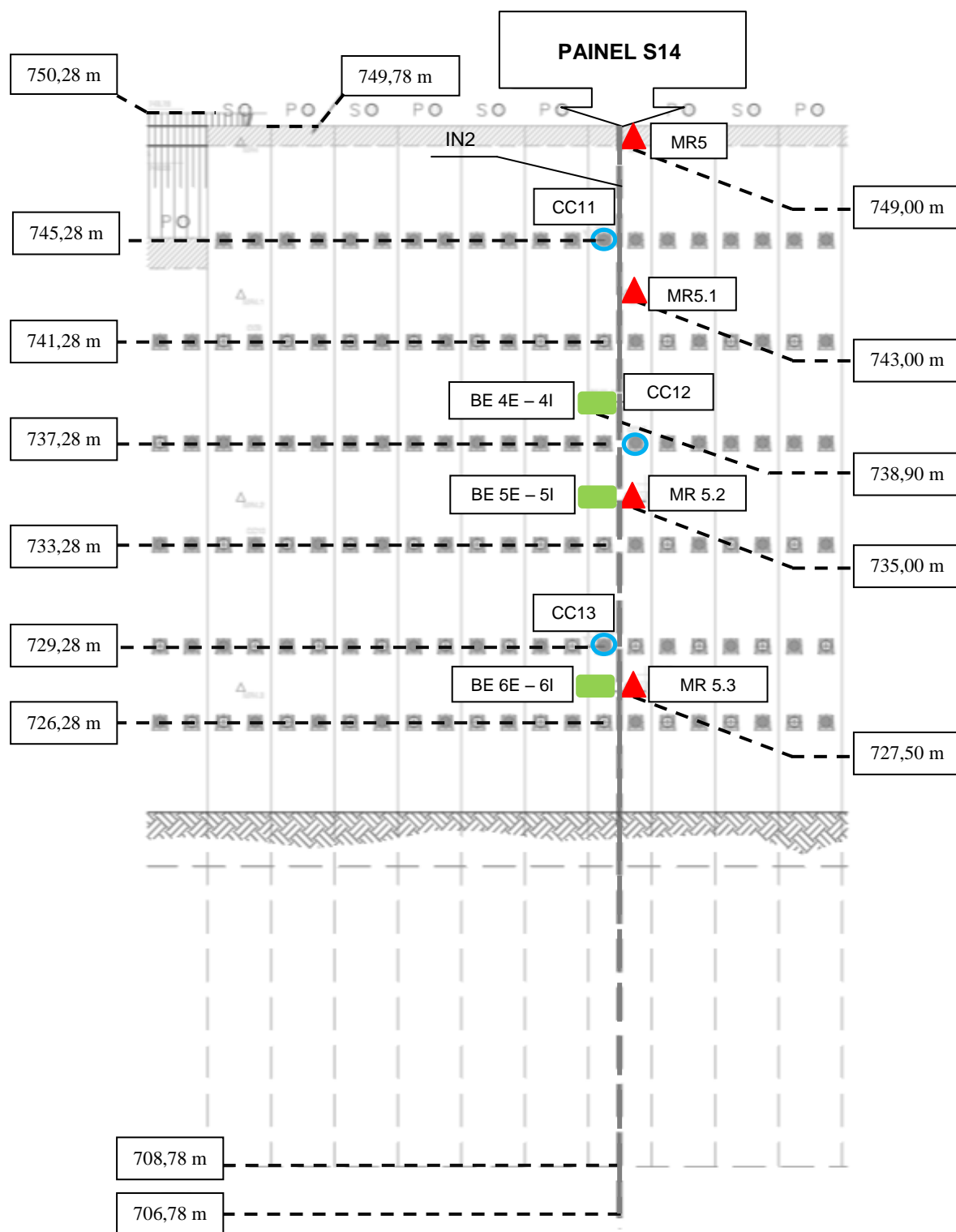
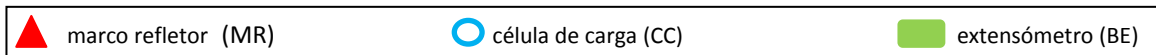


Figura 3.3: Estação Eucaliptos - Parte do alçado norte com a indicação do painel S14, instrumentos instalados neste painel e cotas dos níveis de ancoragem. Corresponde à geometria prevista inicialmente na fase de projeto e posteriormente executada em obra, antes da previsão do sétimo nível de ancoragens, s/escala (adaptado à peça desenhada cedida pela Geodata®).



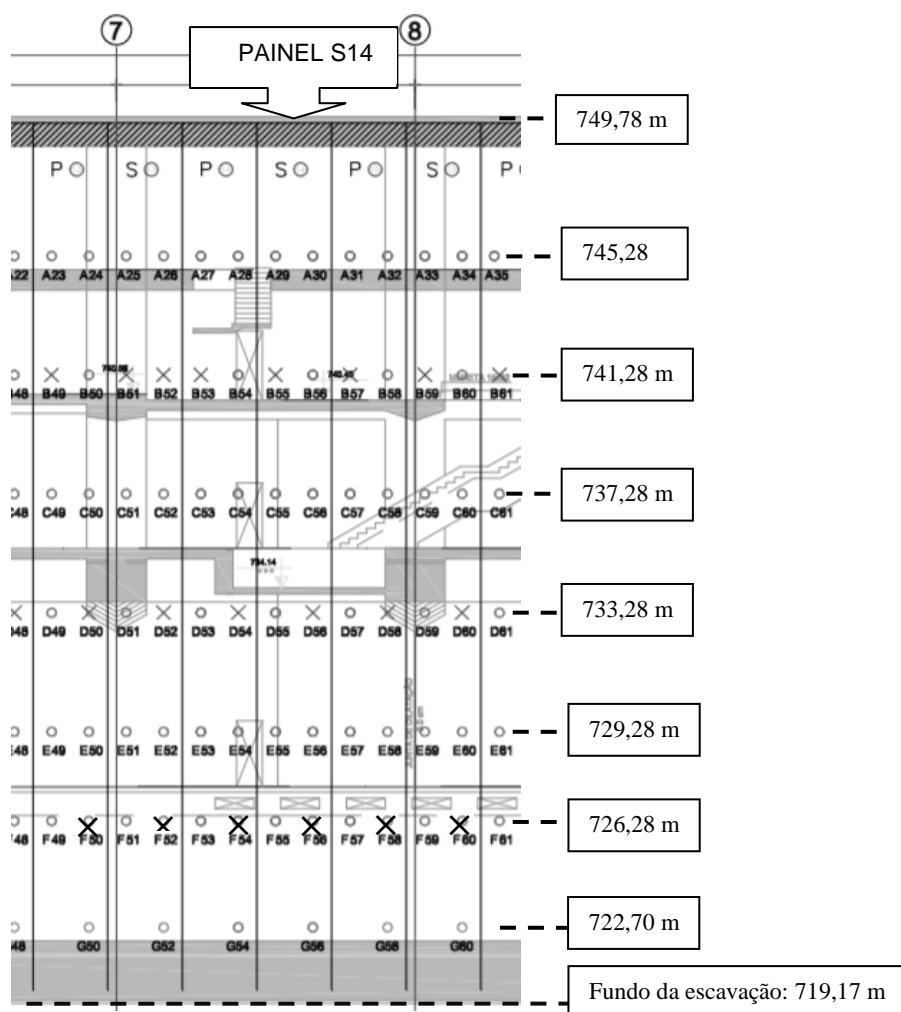


Figura 3.4: Estação Eucaliptos - Ancoragens realizadas no alçado norte (S14). Geometria final adotada em obra, após acrescento de mais 3 m de escavação que resultou na instalação de um sétimo nível de ancoragens, s/escala (imagem cedida pela Companhia de Metrô de São Paulo).

Quadro 3.1: Informação referente à solução construtiva adotada, ancoragens com 15° de inclinação com a horizontal, cota de fundo da escavação 719,17 m (com alterações posteriores ao projeto)

Nível de ancoragem	Cota de instalação (m)	Cota escavação (m)	Pré-esforço (KN)	Espaçamento horizontal (m)
1º	745,28	744,78	550	1,25
2º	741,28	740,78	700	2,50
3º	737,28	736,78	1000	1,25
4º	733,28	732,78	1000	2,50
5º	729,28	728,78	1000	1,25
6º	726,28	725,75	1000	1,25
7º	722,70	722,20	1080	2,50
Escoras	748,45	-	-	5,00

3.2. Levantamento geológico de frente de escavação

Pretende-se neste subcapítulo descrever de forma sucinta o perfil geológico da secção SC06 na zona correspondente ao painel S14, construído através da informação constante em cada um dos levantamentos de frente que foram sendo realizados ao longo da obra à medida que a escavação avançava. Esta informação encontra-se representada sob a forma de croquis nos Relatórios Mensais de Acompanhamento Técnico de Obra.

A reunião da informação referente à descrição geológica das frentes de escavação a meio vão da estação, desde o início da obra até ao término da fase provisória (cota de fundo da escavação), resultou no perfil geológico que se apresenta na Figura 3.5.

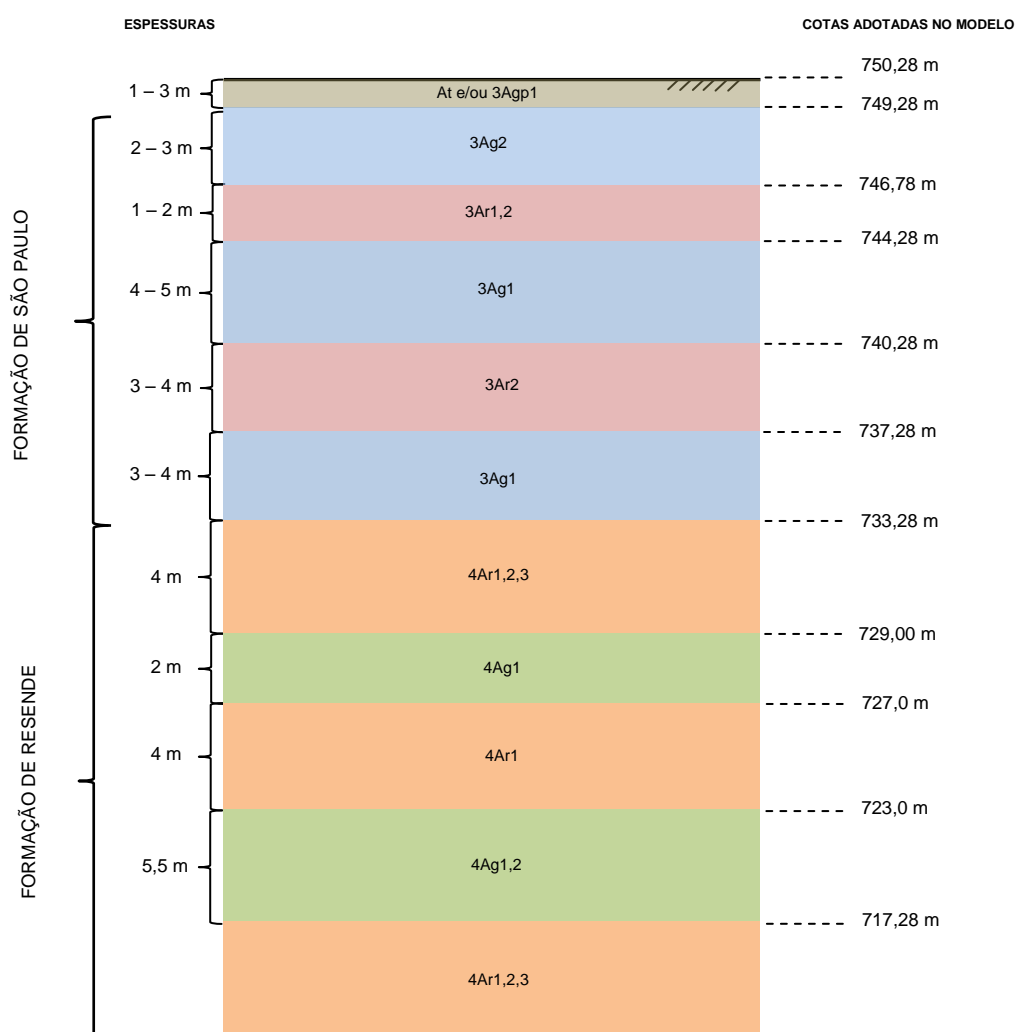


Figura 3.5: Perfil geológico do maciço na secção a meio vão da escavação (SC06), Ar = areias, Ag = argilas, (3) Formação de São Paulo e (4) Formação de Resende, de acordo com croquis de levantamento da frente de escavação.

As unidades geotécnicas identificadas na figura anterior estão descritas e caracterizadas no Quadro 2.2 do capítulo 2. O perfil indicado na Figura 3.5 corresponde ao perfil geológico considerado na análise numérica da secção S14 com recurso ao programa de elementos finitos *Plaxis*.

3.3. Resultados da instrumentação – Painei S14

Para uma melhor compreensão dos resultados da instrumentação, apresenta-se no Anexo C o cronograma da escavação com a descrição mensal da obra da Estação Eucaliptos e de alguns acontecimentos notórios que tiveram lugar ao longo das diferentes fases da escavação.

No Quadro 3.2 apresentado a seguir, descreve-se o faseamento construtivo da obra referente à zona onde se insere o painei S14.

Quadro 3.2: Faseamento Construtivo (Painei S14 – Parede Norte)

DATAS	FASEAMENTO CONSTRUTIVO	COTAS (m)
27/11/12 a 04/12/12	Escavação 1º nível de ancoragens	744,78
29/12/12 a 09/02/13	Instalação e pré-esforço 1º nível	745,25
19/02/13	Escavação 2º nível de ancoragens	740,78
09/03/13	Instalação e pré-esforço 2º nível	741,28
09/04/13	Escavação 3º nível de ancoragens	736,78
04/05/13	Instalação e pré-esforço 3º nível	737,28
10/05/13	Escavação 4º nível de ancoragens	732,78
22/05/13	Instalação e pré-esforço 4º nível	733,28
04/06/13	Escavação 5ª linha de ancoragens	728,78
14/06/13 a 09/07/13	Instalação e pré-esforço 5º nível	729,28
23/07/13 a 27/07/13	Escavação 6ª linha de ancoragens	725,78
06/08/13	Instalação e pré-esforço 6º nível	726,28
13/08/13	Escavação 7ª linha de ancoragens	722,20
17/09/13	Instalação e pré-esforço 7º nível	722,70
27/09/2013 a 25/10/2013	Colocação de escoras metálicas	748,45
01/11/2013 a 05/11/13	Escavação para laje de fundo	719,17
20/12/13	Betonagem da laje de fundo	719,17

A avaliação dos resultados obtidos através da instrumentação consistiu numa primeira fase na organização da obra por datas. Ou seja, através da consulta aos Relatórios Mensais de Acompanhamento Técnico em Obra obteve-se o faseamento construtivo da escavação, neste caso com ênfase para a zona do painei S14, estabelecendo-se uma relação entre fases importantes da obra com as datas em que estas tiveram lugar.

Este cronograma obtido numa primeira fase por consulta aos Relatórios Mensais de Acompanhamento Técnico da Obra foi posteriormente ajustado e confirmado através de consulta aos registos fotográficos, com base nos quais foi possível ajustar ou confirmar o

cronograma estabelecido anteriormente. A visualização de imagens da obra na zona do painel S14 permitiu confrontar os trabalhos realizados nesta zona com as datas dos registos, resultando na informação descrita no Quadro 3.2 e esquematizada na Figura 3.6.

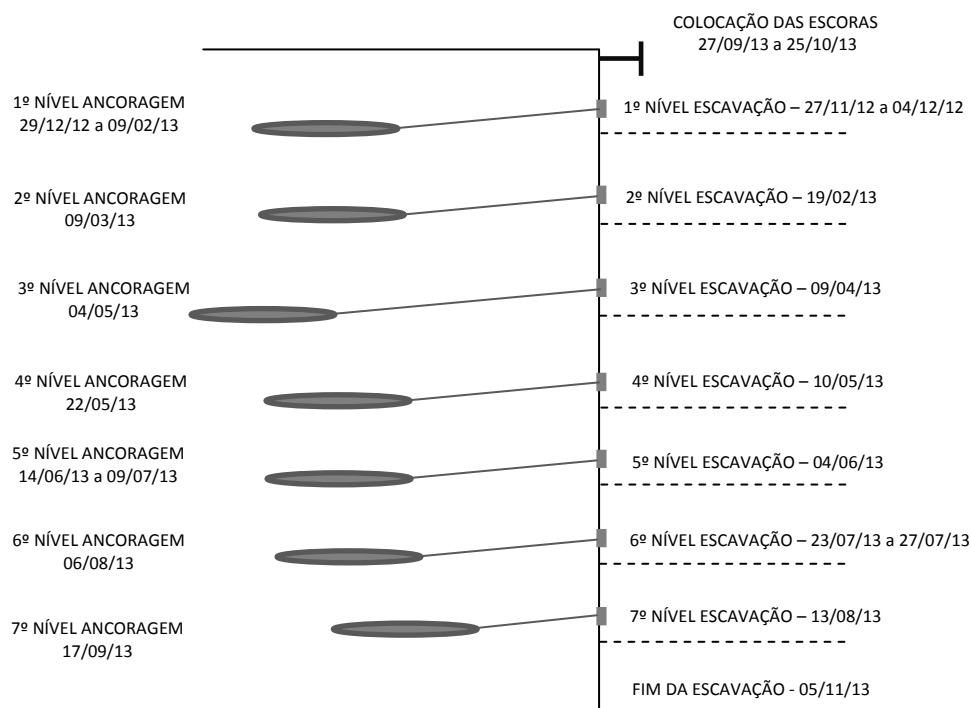


Figura 3.6: Representação esquemática do cronograma da escavação para a zona do Painel S14 (Parede Norte).

Após estabelecida a relação de datas com o faseamento construtivo, procedeu-se à recolha das leituras da instrumentação referentes à cada fase da obra. Apresentam-se a seguir estas leituras, sendo esta descrição feita por instrumento. As leituras referentes a cada uma das fases da obra, correspondem a datas imediatamente posteriores à data da respetiva fase construtiva.

3.3.1. Inclínómetro IN2 (S14)

Na Figura 3.7 apresenta-se o gráfico com o registo contínuo das leituras inclinométricas, realizadas em intervalos de metro a metro, para cada uma das datas correspondentes às diferentes fases da escavação (registo inclinométrico imediatamente a seguir à data da respetiva fase construtiva).

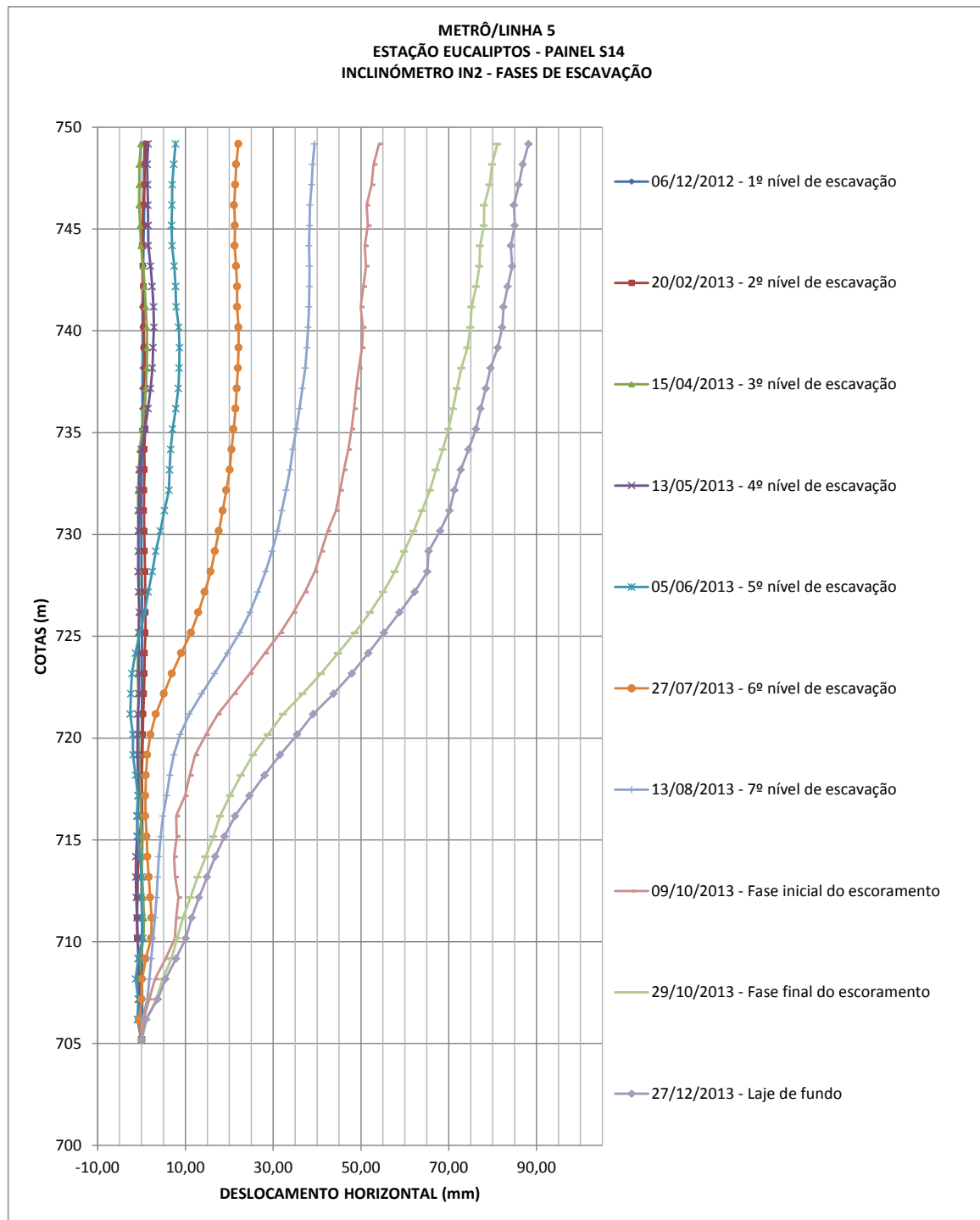


Figura 3.7: Gráfico das leituras inclinométricas, IN2 (Painel S14 - Parede Norte).

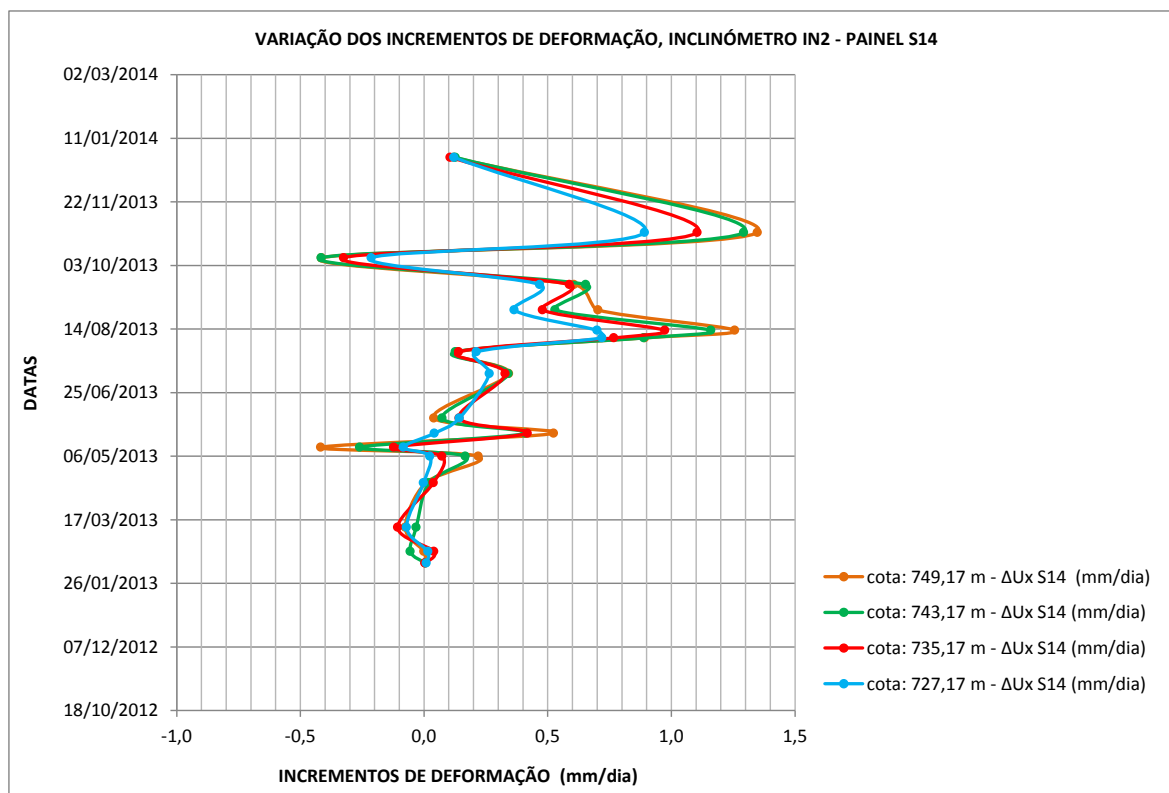
No Quadro 3.3 apresentam-se as leituras dos inclinômetros às datas correspondentes a cada uma das fases da escavação. As leituras dos inclinômetros são facultadas de metro a metro, contudo, as leituras apresentadas no Quadro 3.3 correspondem apenas às leituras realizadas às cotas de instalação dos marcos refletivos. Desta forma, minimiza-se a informação permitindo uma avaliação célere dos incrementos de deformação entre diferentes fases da obra e facilita a comparação entre inclinômetros e marcos refletivos.

Quadro 3.3: Leituras do inclinómetro IN2 - Fases da escavação (Painel S14 – Parede Norte)

S14 - PAREDE NORTE	IN2								data leituras	período (nº dias)
	Leituras (mm) x Cotas (m)									
	749,17 m		743,17 m		735,17 m		727,17 m			
FASEAMENTO CONSTRUTIVO	Ux	taxa (mm/dia)	Ux	taxa (mm/dia)	Ux	taxa (mm/dia)	Ux	taxa (mm/dia)		
Escavação 1º nível de ancoragens	0,7		0,38		0,22		0,08		06/12/2012	
Instalação e pré-esforço 1º nível	1,04	0,005	0,78	0,01	0,46	0,00	0,68	0,01	11/02/2013	67
Escavação 2º nível de ancoragens	1,04	0,000	0,28	-0,06	0,82	0,04	0,82	0,02	20/02/2013	9
Instalação e pré-esforço 2º nível	-0,4	-0,076	-0,32	-0,03	-1,2	-0,11	-0,52	-0,07	11/03/2013	19
Escavação 3º nível de ancoragens	-0,16	0,007	0,38	0,02	0,12	0,04	-0,58	0,00	15/04/2013	35
Instalação e pré-esforço 3º nível	4,44	0,219	3,88	0,17	1,64	0,07	-0,08	0,02	06/05/2013	21
Escavação 4º nível de ancoragens	1,52	-0,417	2,06	-0,26	0,78	-0,12	-0,66	-0,08	13/05/2013	7
Instalação e pré-esforço 4º nível	7,28	0,524	6,56	0,41	5,38	0,42	-0,2	0,04	24/05/2013	11
Escavação 5ª linha de ancoragens	7,76	0,040	7,44	0,07	7,08	0,14	1,52	0,14	05/06/2013	12
Instalação e pré-esforço 5º nível	19,76	0,343	19,38	0,34	18,58	0,33	10,78	0,26	10/07/2013	35
Escavação 6ª linha de ancoragens	22,06	0,135	21,54	0,13	20,96	0,14	14,38	0,21	27/07/2013	17
Instalação e pré-esforço 6º nível	31,88	0,893	31,32	0,89	29,4	0,77	22,3	0,72	07/08/2013	11
Escavação 7ª linha de ancoragens	39,42	1,257	38,28	1,16	35,24	0,97	26,5	0,70	13/08/2013	6
Instalação e pré-esforço 7º nível	50,68	0,704	46,76	0,53	42,9	0,48	32,34	0,36	29/08/2013	16
Colocação de escoras metálicas	62,8	0,606	59,84	0,65	54,66	0,59	41,7	0,47	18/09/2013	20
Escavação e betonagem da laje de fundo	54,1	-0,414	51,12	-0,42	47,84	-0,32	37,22	-0,21	09/10/2013	21
	81,06	1,348	76,98	1,29	69,94	1,11	55,06	0,89	29/10/2013	20
	88,18	0,121	84,46	0,13	76,2	0,11	62,22	0,12	27/12/2013	59

No Quadro 3.3 estão assinalados os períodos mais gravosos em termos de deformação, períodos estes correspondentes aos picos observados no gráfico da Figura 3.8, onde se representam as taxas de deformação ao longo da escavação.

No gráfico da Figura 3.9 apresenta-se o registo do inclinómetro IN2 às cotas correspondentes às cotas de instalação dos MR, em função das datas do faseamento construtivo.


Figura 3.8: Variação das taxas de deformação do inclinómetro IN2 ao longo da obra (painel S14).

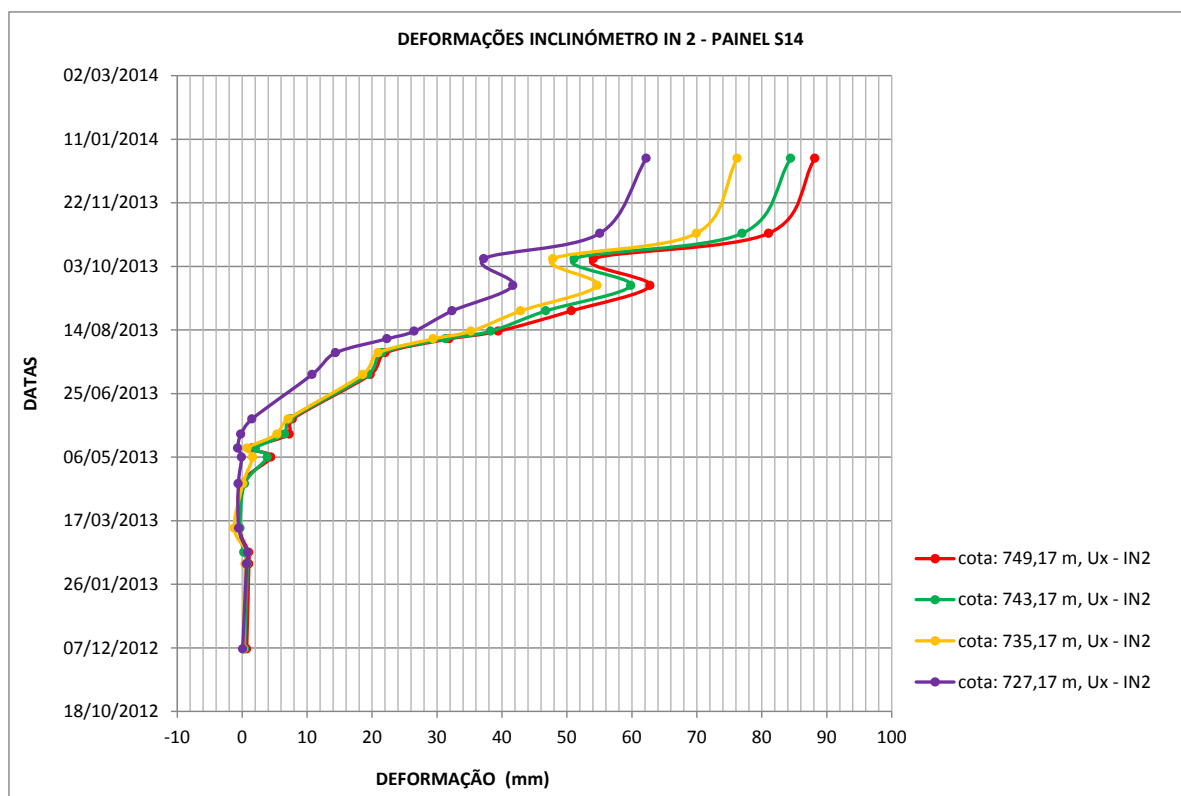


Figura 3.9: Registro do inclinômetro IN2 para as datas correspondentes ao faseamento construtivo e para as cotas de instalação dos MR.

Nos gráficos apresentados observa-se o seguinte comportamento ao longo da obra:

→ Deformações pouco significativas até finais de maio, a partir deste período inicia-se um movimento de deformação mais acentuado no sentido da escavação que prossegue até finais de julho.

→ A partir de finais de julho até meados de agosto, observa-se uma acentuada deformação da cortina no sentido da escavação, deformando-se muito em pouco tempo, corresponde ao período crítico em termos de deformação. Esta tendência abranda um pouco mas mantém-se desde meados de agosto até meados de setembro. Durante o mês de outubro observa-se novamente uma elevada taxa de deformação. Estes períodos estão assinalados no Quadro 3.3 com a cor amarela, correspondem aos picos evidenciados na Figura 3.8.

O início do mês de agosto corresponde à instalação e pré-esforço do sexto nível de ancoragens e o mês de outubro à fase de colocação do escoramento metálico, são os períodos mais gravosos no que diz respeito ao movimento da contenção no sentido da escavação.

→ No início do mês de outubro observa-se uma recuperação da deformação, com deslocamento da contenção no sentido do maciço. Considera-se que tal comportamento poderá resultar da colocação do escoramento metálico, uma vez que na zona deste painel as escoras foram colocadas entre os dias 03 e 04 de outubro de 2013. A seguir a este período inicial do mês de outubro, conforme referido anteriormente, observa-se no restante período do mês um acréscimo acentuado de deformação no sentido do maciço.

→ A partir de finais de outubro até dezembro o registo inclinométrico indica tendência para estabilização das deformações.

Segundo informação facultada por técnicos envolvidos na obra, e de acordo com informação constante no Relatório de Acompanhamento de Obra do mês de agosto (2013k), o agravamento nas deformações observado no período do mês de agosto, coincide com a altura em que houve troca de aparelho para a leitura dos dados (torpedo), a empresa responsável pela instrumentação afirmou haver indícios de falta de fiabilidade das leituras dos inclinómetros. Devido à falta de confiança nas leituras inclinométricas a partir desta data, as empresas envolvidas decidiram privilegiar as leituras das convergências (marcos refletor) em detrimento das leituras inclinométricas.

Verifica-se que a magnitude dos deslocamentos horizontais da cortina registada no final da escavação é superior àquela que seria desejada, tendo-se registado 88 mm de deslocamento máximo no topo da contenção na secção a meio vão da estação. Este valor corresponde a 0,28% de deformação em relação a altura total da escavação (31 m), valor este que se encontra acima do limite superior considerado corrente em escavações urbanas profundas com boa qualidade de construção.

De acordo com o trabalho desenvolvido por Clough e O'Rourke (1990) em argilas duras, solos residuais e areias, a máxima deformação horizontal observada na contenção é cerca de 0,2% da altura da escavação (valor médio máximo), acompanhada por um assentamento máximo do solo a tardo de 0,15% a 0,30% da altura da escavação (citado em Korff, 2009). Na mesma obra é referido o trabalho desenvolvido por Bentler (1998) que consistiu num conjunto de dados proveniente de 41 escavações profundas desenvolvidas entre 1989 e 1998, os resultados do seu trabalho indicam que a máxima deformação horizontal esperada em escavações desenvolvidas em areias ou argilas rijas é de 0,19% da altura da escavação, os assentamentos do maciço a tardo tem tendência a

apresentar um valor médio da mesma ordem de grandeza das deformações horizontais, cerca de 0,22% da altura da escavação.

Estes valores apresentados por Bentler (1998) vieram mais tarde a ser confirmados no extenso trabalho desenvolvido por Long (2001), segundo este autor, para escavações desenvolvidas em argilas duras a máxima deformação horizontal esperada na contenção é de 0,16% a 0,19% da altura de escavação e o assentamento médio máximo esperado para o solo a tardoz da contenção se situa entre 0,12% a 0,20% da altura de escavação (citado em Korff, 2009). No Quadro 3.4 resumem-se os resultados descritos dos trabalhos apresentados pelos referidos autores.

Quadro 3.4: Valores máximos de deformações em escavações profundas (adaptado de Korff, 2009)

Autor/Ano	Tipo de solo	Máxima deformação horizontal na contenção	Máxima deformação vertical no maciço a tardoz
Clough e O'Rourke (1990)	argilas duras, solos residuais e areias	0,2% H	0,15% H a 0,30% H
Bentler (1998)	areias ou argilas rijas	0,19% H	0,22% H
Long (2001)	argilas duras	0,16% H a 0,19% H	0,12% a 0,20% H

H: profundidade da escavação.

Na Estação Eucaliptos a máxima deformação observada na contenção foi cerca de 0.3% da profundidade da escavação, comportamento que supera os limites máximos de deformação que seriam desejáveis.

3.3.2. Células de Carga (S14)

Para a obtenção das leituras das células de carga associadas às fases importantes da sequência construtiva, foram consultadas as datas de execução da perfuração e de pré esforço de cada uma das ancoragens do painel S14, em seguida definiu-se a data com interesse para a leitura que deve corresponder a primeira leitura após o pré-esforço, conforme se apresenta no Quadro 3.5.

As leituras das células de carga instaladas nas ancoragens do painel S14 (Figura 3.3, subcapítulo 3.1) são apresentadas no Quadro 3.6, correspondem à medições efetuadas em cada uma das datas que definem o faseamento construtivo. Apresenta-se no gráfico da Figura 3.10, a variação da carga nas ancoragens em função do avanço da escavação.

Quadro 3.5: Designação das ancoragens do Painei S14 (Parede Norte), datas de execução e pré-esforço

S14		CÉLULAS DE CARGA	DATA PERFURAÇÃO	DATA PRÉ-ESFORÇO	DATA PATAMAR ESCAVADO	DATAS COM INTERESSE PARA A INSTRUMENTAÇÃO	
						PÓS-ESCAVAÇÃO	PÓS-PRÉ-ESFORÇO
1º NÍVEL	A29	CC11	06/12/2012	29/12/2012	27/11 a 04/12	27/11 a 04/12	30/12/2012
	A30	-	05/12/2012	08/02/2013			09/02/2013
2º NÍVEL	B55	-	X	X	X	X	X
	B56	-	20/02/2013	09/03/2013	19/02/2013	19/02/2013	10/03/2013
3º NÍVEL	C55	-	17/04/2013	04/05/2013	09/04/2013	09/04/2013	05/05/2013
	C56	CC12	17/04/2013	04/05/2013			
4º NÍVEL	D55	-	11/05/2013	22/05/2013	10/05/2013	10/05/2013	23/05/2013
	D56	-	X	X	X	X	X
5º NÍVEL	E55	-	02/07/2013	09/07/2013	04/06/2013	04/06/2013	10/07/2013
	E56	CC13	05/06/2013	14/06/2013	04/06/2013		15/06/2013
6º NÍVEL	F55	-	27/07/2013	06/08/2013	23/07/2013	23/07/2013	07/08/2013
	F56	-	27/07/2013	06/08/2013	23/07/2013		
7º NÍVEL	G56	-	04/09/2013	17/09/2013	13/08/2013	13/08/2013	18/09/2013

X : Ancoragens não realizadas. Não previstas no projeto de execução.

Quadro 3.6: Leituras da Células de Carga (Painei S14 - Parede Norte)

S14 - PAREDE NORTE	CC - CÉLULAS DE CARGA (tf)					
	CC11 (pré esforço: 56,1 tf)		CC12 (pré esforço: 101,9 tf)		CC13 (pré esforço: 101,9 tf)	
	cota de instalação: 745,28 m		cota de instalação: 737,28 m		cota de instalação: 729,28 m	
FASEAMENTO CONSTRUTIVO	data leitura 0	leitura 0 (tf)	data leitura 0	leitura 0 (tf)	data leitura 0	leitura 0 (tf)
	09/02/13	50,08	04/05/2013	84,86	14/06/2013	94,48
Escavação 1º nível de ancoragens	data leituras	tf	data leituras	tf	data leituras	tf
Instalação e pré-esforço 1º nível	09/02/2013	50,08				
Escavação 2º nível de ancoragens	22/02/2013	53,61				
Instalação e pré-esforço 2º nível	14/03/2013	53,66				
Escavação 3º nível de ancoragens	16/04/2013	53,22				
Instalação e pré-esforço 3º nível	06/05/2013	53,12	06/05/2013	84,01		
Escavação 4º nível de ancoragens	14/05/2013	53,46	14/05/2013	88,63		
Instalação e pré-esforço 4º nível	24/05/2013	52,24	24/05/2013	85,28		
Escavação 5ª linha de ancoragens	05/06/2013	52,78	05/06/2013	86,36	14/06/2013	94,48
Instalação e pré-esforço 5º nível	15/07/2013	48,60	10/07/2013	86,60	10/07/2013	94,95
Escavação 6ª linha de ancoragens	29/07/2013	49,54	29/07/2013	86,22	29/07/2013	96,81
Instalação e pré-esforço 6º nível	07/08/2013	50,52	07/08/2013	86,41	07/08/2013	96,65
Escavação 7ª linha de ancoragens	13/08/2013	50,57	13/08/2013	86,79	13/08/2013	97,22
Instalação e pré-esforço 7º nível	18/09/2013	54,64	18/09/2013	86,88	18/09/2013	97,12
Colocação de escoras metálicas	danificada (07/10/13) cabo partido		09/10/2013	86,55	09/10/2013	97,22
			29/10/2013	86,60	29/10/2013	97,37
Escavação e betonagem da laje de fundo			27/12/2013	87,31	27/12/2013	93,71

O registro das células de carga demonstram que as ancoragens evidenciam variações máximas de carga entre 7% a 17% do valor do pré-esforço instalado, durante as fases construtivas subsequentes. As variações máximas observadas associam-se às perdas de carga ocorridas logo após o pré-esforço, correspondem à primeira leitura realizada após aplicação do pré-esforço e resultam provavelmente do ajuste mecânico do sistema de ancoragem. Esta perda após o pré-esforço foi de 10,7% nas ancoragens do primeiro nível, 16,7% nas ancoragens do terceiro nível e 7,3% nas ancoragens do quinto nível.

Posteriormente à primeira leitura, as variações de carga que mais se destacam no comportamento das ancoragens do painei S14 correspondem a uma perda associada ao primeiro nível de ancoragem, ocorrida a partir do dia 08 de julho sensivelmente, num valor de cerca de 9,3%, que poderá estar associada ao pré-esforço das ancoragens do quinto nível, realizado neste mesmo período; e uma perda de carga que surge de forma

aparentemente gradual e contínua na ancoragem do quinto nível, que poderá indiciar um possível mecanismo de fluência. Neste último caso, o valor da perda é de cerca de 6% relativamente à carga anterior mais elevada, e é observada a partir do início do mês de novembro, portanto, posterior ao período crítico de deformações da cortina. Assim, considera-se que embora o registo desta célula de carga possa representar um possível mecanismo de fluência na ancoragem do quinto nível, como este episódio ocorre num período posterior ao período em que se observa o avanço crítico de deformações da cortina (agosto e outubro de 2013), em novembro a cortina evidencia tendência de estabilização, não se considera provável uma relação entre os dois eventos.

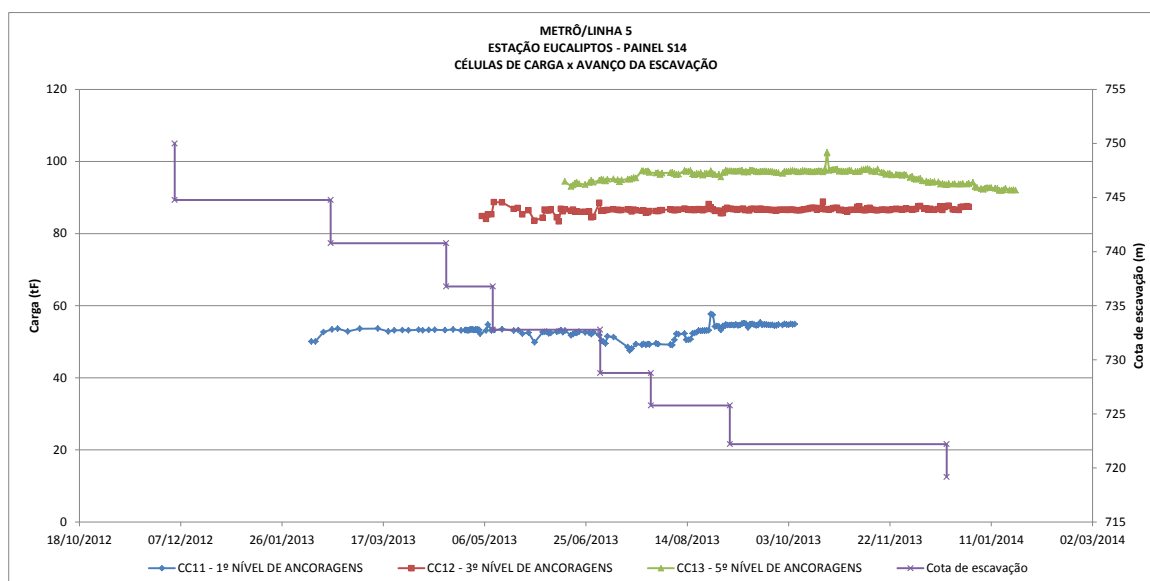


Figura 3.10: Gráfico com leituras contínuas das Células de Carga (Painel S14 - Parede Norte).

Constata-se que o comportamento das ancoragens após a primeira leitura, é em regra geral caracterizado por variações pouco significativas da carga, ao mesmo tempo em que a contenção apresenta um avanço significativo de deslocamento em direção à escavação. Como consequência do deslocamento horizontal da cortina ao longo das diferentes fases da escavação, seria expectável a deformação elástica das ancoragens acompanhada de um aumento do esforço de tração instalado nestes elementos de suporte ($\Delta L = \Delta N \times L / EA$). Contudo, como tais variações de carga não foram registadas nas células de carga e tendo a contenção sofrido acréscimos significativos de deslocamentos horizontais ao longo da escavação, considera-se a hipótese do solo na envolvência dos bolbos de selagem das ancoragens ter entrado em cedência e as ancoragens terem se deslocado da sua posição inicial a acompanhar o movimento da contenção. Este movimento estaria associado à fenómenos de fluência, mais notório nos níveis superiores.

3.3.3. Extensómetros (S14)

As barras extensométricas utilizadas para as estruturas em betão são do tipo *embedment strain gauges*, dotadas com transdutor de deformação de corda vibrante (*vibrating wire strain-gauges*). As barras são instaladas em pares, isto é, uma instalada no intradorso e a outra instalada no extradorso da estrutura a ser monitorizada, através de uma estrutura de suporte, conforme ilustra o esquema das Figuras 3.11 e 3.12.

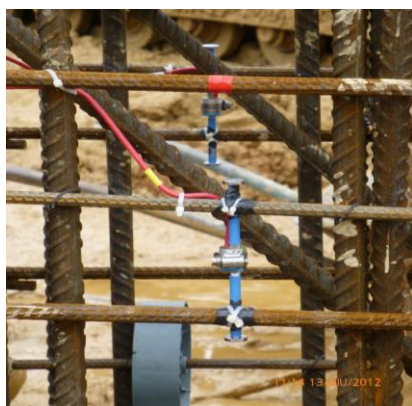


Figura 3.11: Instalação típica dos Extensómetros.

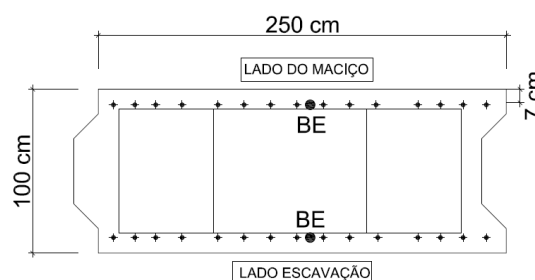


Figura 3.12: Corte transversal de um painel de parede moldada, 7 cm de recobrimento.

Apresenta-se no Quadro 3.7, os valores lidos nos extensómetros instalados no painel S14 (ilustrados na Figura 3.3, subcapítulo 3.1).

Quadro 3.7: Leitura dos Extensómetros instalados no Pannel S14 - Parede Norte

S14 - PAREDE NORTE	BE - TENSÕES NORMAIS TEÓRICAS NO PLANO HORIZONTAL (MPa)						
	COTA INSTALAÇÃO (m)	738,90		735,00		727,50	
	INSTRUMENTO	BE4I (solo)	BE4E (escavação)	BE5I (solo)	BE5E (escavação)	BE6I (solo)	BE6E (escavação)
	DATA						
Escavação 1º nível de ancoragens	06/12/2012	0,09	0,16	0,04	-0,01	0,03	0,05
Instalação e pré-esforço 1º nível	28/01/2013	0,49	-0,50	0,58	-2,08	0,31	0,26
Escavação 2º nível de ancoragens	05/03/2013	0,39	-0,39	1,29	-2,60	0,51	0,42
Instalação e pré-esforço 2º nível	-	-	-	-	-	-	-
Escavação 3º nível de ancoragens	27/04/2013	-2,59	1,96	2,53	-4,31	0,96	0,38
Instalação e pré-esforço 3º nível	08/05/2013	-2,32	1,79	3,60	-5,55	1,23	0,30
Escavação 4º nível de ancoragens	14/05/2013	-2,31	2,15	2,05	-3,68	1,22	0,33
Instalação e pré-esforço 4º nível	24/05/2013	-2,35	2,04	-2,26	0,48	1,90	-1,97
Escavação 5ª linha de ancoragens	05/06/2013	-1,88	2,06	-2,00	0,57	0,71	-2,61
Instalação e pré-esforço 5º nível	10/07/2013	-1,79	2,34	-1,81	0,57	-1,86	-0,76
Escavação 6ª linha de ancoragens	27/07/2013	-1,84	2,80	-1,71	0,84	-4,57	1,94
Instalação e pré-esforço 6º nível	07/08/2013	-1,63	2,20	-1,53	0,02	-4,63	2,24
Escavação 7ª linha de ancoragens	13/08/2013	-1,67	2,24	-1,62	0,18	-4,96	2,51
Instalação e pré-esforço 7º nível	18/09/2013	-1,92	2,21	-1,47	0,33	-5,12	2,76
Colocação de escoras metálicas	09/10/2013	-1,99	2,85	-1,92	0,85	-5,08	3,56
	29/10/2013	-2,11	2,69	-2,14	0,69	-4,71	3,38
Escavação e betonagem da laje de fundo	27/12/2013	-2,41	2,08	-2,17	1,16	-3,76	3,00

No gráfico da Figura 3.13 ilustra-se o registo contínuo da variação das tensões ao longo do avanço da obra (patamares de escavação).

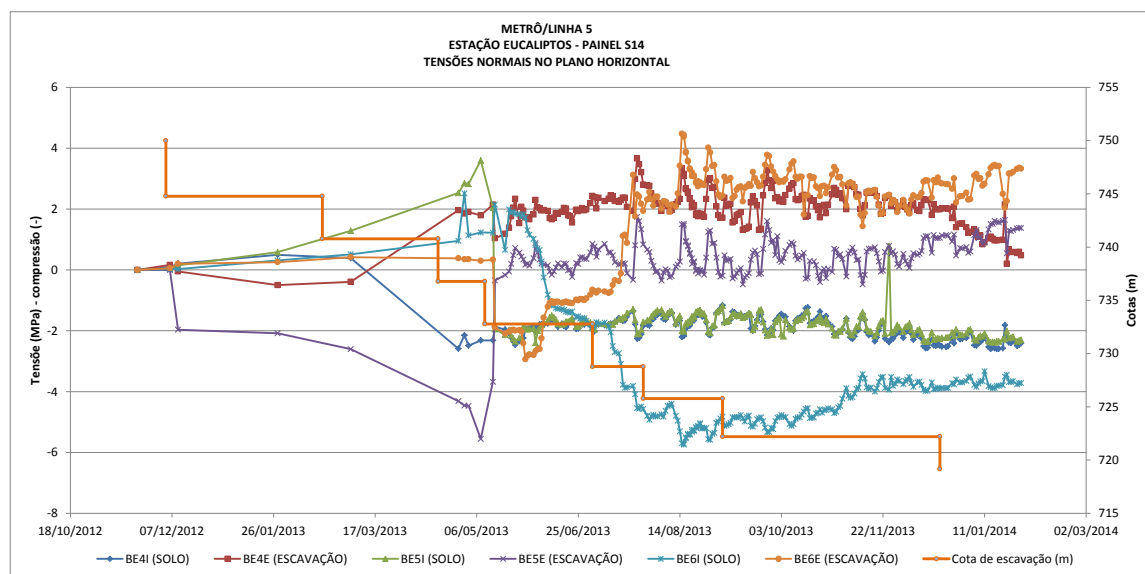


Figura 3.13 : Gráfico com leituras contínuas dos Extensômetros (Painel S14 - Parede Norte).

Conforme referido anteriormente, todas as barras registaram valores com ordem de grandeza compatíveis com os valores de compressão definidos no Projeto Executivo.

3.3.4. Marcos Refletores (S14)

Apresenta-se no Quadro 3.8 as leituras das deformações da contenção na secção SC06 obtidas através dos marcos refletores instalados na estrutura, neste caso, dos marcos instalados nos painéis S14 e S46 que definem a secção SC06. Conforme referido anteriormente, a informação dos marcos refletores foi disponibilizada em leituras relativas entre os dois painéis que definem a secção, as cordas, devido à falta de confiança no sistema de leitura dos MR's em coordenadas absolutas.

A leitura de deformação dada pelos marcos refletores corresponde à diferença acumulada entre leituras de cordas consecutivas. Ou seja, à diferença calculada entre duas cordas lidas, a última leitura e a imediatamente anterior, soma-se o diferencial que existe até a data anterior à leitura atual.

Não serão apresentados os gráficos destas leituras neste capítulo, uma vez que estes valores de convergência foram posteriormente sujeitos à correção, atendendo ao histórico de deformações perdidas (registadas pelos inclinômetros) e ainda transformados em valores de deformação para cada um dos painéis, norte e sul, através da quantificação da percentagem “da corda” correspondente a cada lado da escavação. Estes valores das convergências após correção são apresentados e discutidos no capítulo 4 em conjugação com os valores dos inclinômetros

Quadro 3.8: Leitura dos MR instalados na secção SC06 (valores não corrigidos)

MR - MARCOS REFLETORES (mm)				
SC06				
COTAS (m):	749,0	743,0	735,0	727,5
data de zeragem:	17/12/2012	05/03/2013	10/06/2013	07/08/2013
Datas	MR 5-14	MR 5.1-14.1	MR 5.2-14.2	MR 5.3-14.3
17/12/2012	0,00			
16/02/2013	4,20			
25/02/2013	-0,90			
15/03/2013	2,30	1,40		
15/04/2013	6,20	6,10		
06/05/2013	16,90	14,00		
13/05/2013	21,30	18,70		
24/05/2013	28,60	23,80		
06/06/2013	40,50	33,40		
10/07/2013	61,90	54,70	13,60	
29/07/2013	70,80	62,20	21,70	
07/08/2013	84,90	74,40	38,50	0,00
13/08/2013	88,10	80,20	40,50	3,20
18/09/2013	97,50	87,30	46,50	12,10
09/10/2013	99,90	90,80	50,50	16,60
29/10/2013	100,30	91,50	50,90	17,00
27/12/2013	99,80	98,50	57,20	21,70

Nota: Pela convenção da empresa responsável pela instrumentação, os valores negativos das convergências significam aproximação das paredes norte e sul, e os valores positivos significam afastamento. Convenção contrária à que foi utilizada para os inclinómetros. Por conseguinte, para a adoção de uma única convenção de sinais, procedeu-se à mudança de sinais das leituras dos marcos refletores, colocando positivo nos valores que significam aproximação e negativo nos valores que significam afastamento.

Desde dezembro de 2012, os marcos refletores instalados a meio vão da escavação na secção SC06 (painéis S14 e S46), registaram as maiores deformações observadas em todo o perímetro da escavação, embora até agosto de 2013 tenham sido deformações compatíveis com o expectável. O facto da secção SC06 corresponder à secção onde se observaram as maiores deformações é compreensível se a estrutura de contenção for considerada análoga a um pano de laje apoiado em três bordos (apoio enterrado na base e apoios laterais, encastramentos) e uniformemente carregado, nesta situação, a flecha máxima seria esperada a meio vão da laje e próxima ao bordo livre.

Os Relatórios Técnicos de Acompanhamento em Obra sugerem que o agravamento das deformações observado a partir de finais de julho/início de Agosto na zona a meio vão da escavação (secção SC06) terá como origem a passagem de veículos junto à estrutura de contenção.

3.3.5. Marcos Superficiais (S14)

Na Figura 3.14 apresenta-se a localização em planta dos marcos superficiais instalados na envolvente à escavação. Estes instrumentos foram instalados a 5,0 m da estrutura de contenção. Apresenta-se no Quadro 3.9 os valores dos assentamentos superficiais

registados para cada uma das fases da escavação. Na Figura 3.15 ilustra-se o registo contínuo dos deslocamentos superficiais do maciço na zona do painel S14.

Quadro 3.9: Leitura dos Marcos Superficiais instalados a tardoz do Painel S14 - Parede Norte

S14 - PAREDE NORTE	MS - MARCOS SUPERFICIAIS (mm)				
FASEAMENTO CONSTRUTIVO	Datas	MS04	MS05	MS06	MS07
		t (mm)	t (mm)	t (mm)	t (mm)
Escavação 1º nível de ancoragens	06/12/2012	-0,20	-0,70	-0,90	-0,70
Instalação e pré-esforço 1º nível	11/02/2013		-4,10	-3,50	-4,70
Escavação 2º nível de ancoragens	20/02/2013		-4,00	-3,10	-4,60
Instalação e pré-esforço 2º nível	11/03/2013		-4,30	-2,90	-4,60
Escavação 3º nível de ancoragens	15/04/2013		-4,20	-3,40	-4,70
Instalação e pré-esforço 3º nível	06/05/2013	0,00	-2,60	-1,60	-3,90
Escavação 4º nível de ancoragens	13/05/2013	-0,30	-3,10	-1,90	-4,10
Instalação e pré-esforço 4º nível	24/05/2013	-0,60	-3,40	-2,10	-4,40
Escavação 5ª linha de ancoragens	05/06/2013	-1,60	-4,00		-4,10
Instalação e pré-esforço 5º nível	10/07/2013	-0,60	-2,80	-2,30	-5,50
Escavação 6ª linha de ancoragens	27/07/2013	-1,70	-3,10	-2,50	-6,20
Instalação e pré-esforço 6º nível	07/08/2013	-1,30	-2,40	-2,40	-6,50
Escavação 7ª linha de ancoragens	13/08/2013	-1,40	-2,20	-1,80	-5,60
Instalação e pré-esforço 7º nível	18/09/2013	-2,30	-2,60	-1,90	-6,10
Colocação de escoras metálicas	09/10/2013	-3,40	-3,80	-2,40	-6,70
	29/10/2013	-3,60	-3,90	-2,80	-7,30
Escavação e betonagem da laje de fundo	27/12/2013	-6,00	-6,80	-5,60	-9,00

*Valores negativos são assentamentos. Células em branco correspondem à ausência de leituras.

Os marcos superficiais apresentam valores de assentamentos na ordem dos 4 a 5 mm, valores mais gravesos (MS5 e MS7) desde o início da obra até meados de abril de 2013. A partir de finais de abril, observa-se uma tendência de levantamento do maciço que é contemporânea com os trabalhos de execução das ancoragens do terceiro nível. Esta tendência de levantamento do maciço começa a se inverter a partir de meados de setembro de 2013, a partir deste período os valores registados indicam assentamentos.

Quanto à origem dos levantamentos observados, o projetista colocou como hipótese mais provável que estes fenómenos teriam sido causados pelas injeções para a materialização dos bolbos das ancoragens do terceiro nível, realizadas em parte nas argilas da Formação de Resende, e contemporâneos aos levantamentos registados pela instrumentação. De acordo com informação constante no Relatório de Acompanhamento de Obra do mês de junho (2013i), os registos de execução das ancoragens do terceiro nível indicam que apesar das pressões normais para a abertura das manchetes, as pressões usadas para as injeções apresentavam valores muito elevados. Este facto associado à contemporaneidade entre levantamentos à superfície e injeções, corroboram a hipótese do levantamento observado ter uma relação causa – efeito com as injeções das ancoragens.

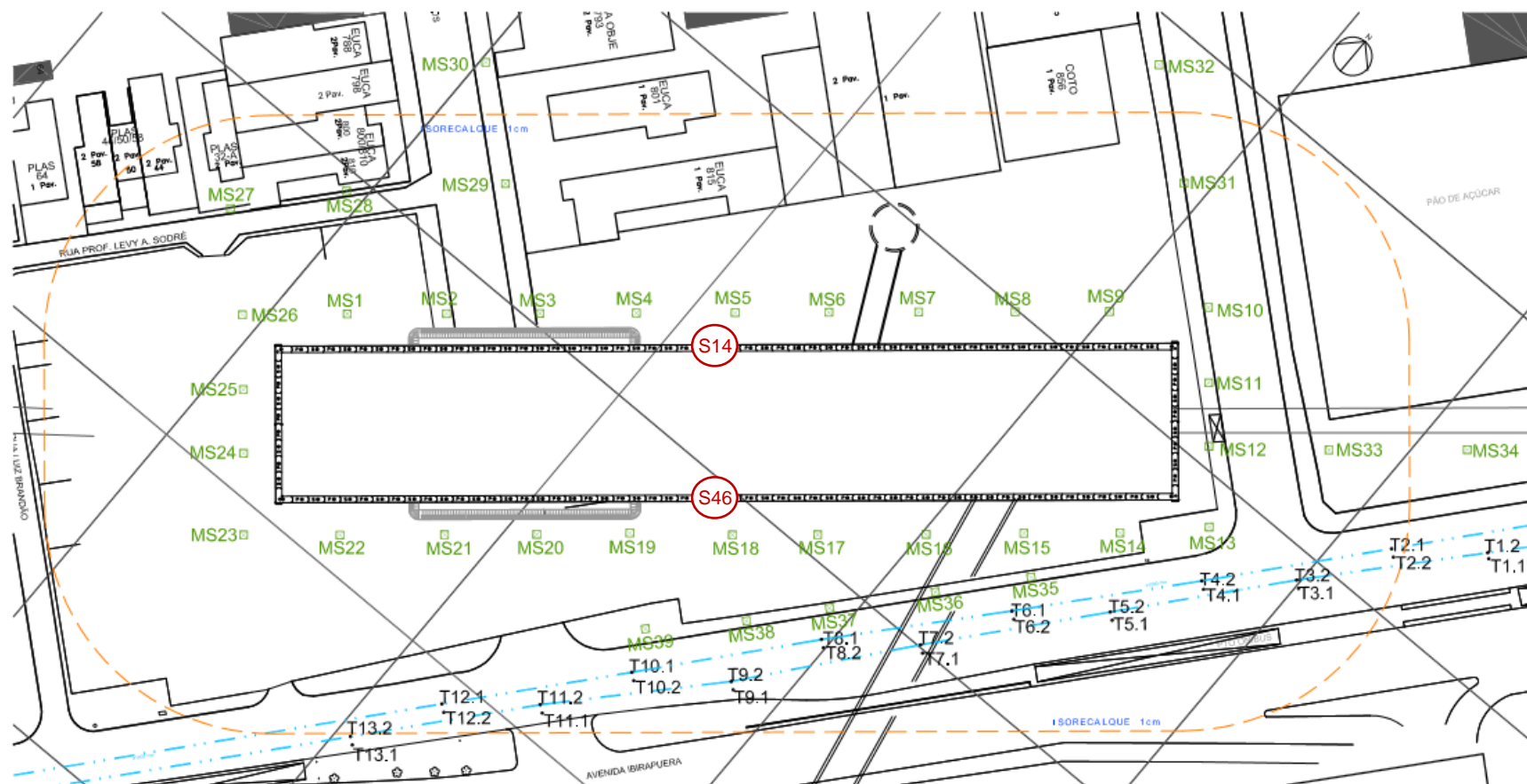


Figura 3.14: Localização dos marcos superficiais na Estação Eucaliptos, s/escala (imagem cedida pela Companhia de Metrô de São Paulo).

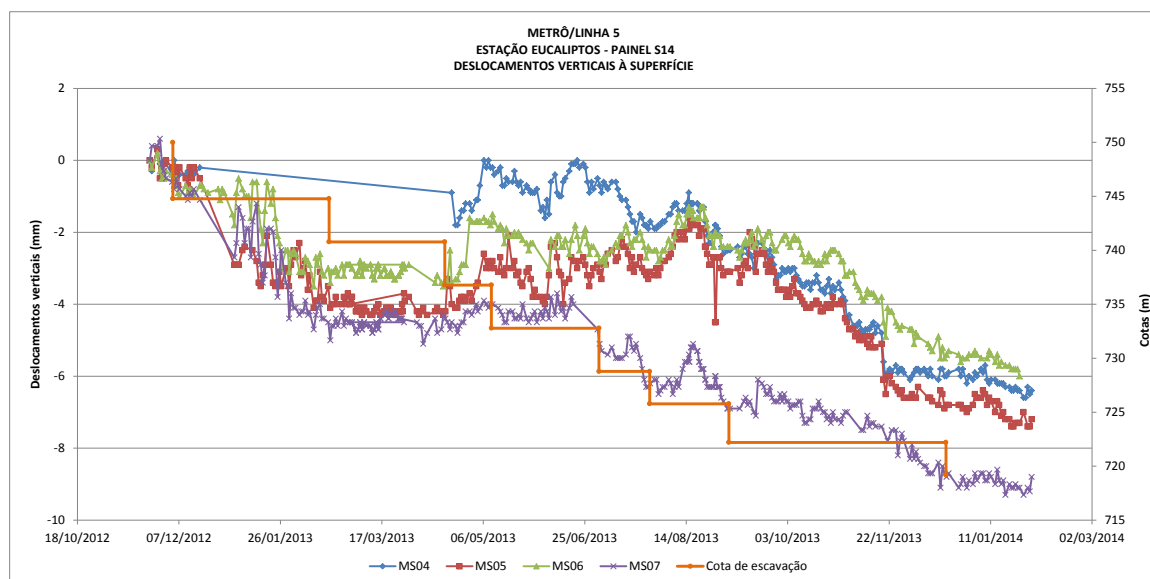


Figura 3.15: Gráfico com a leitura dos Marcos Superficiais instalados no PAINEL S14 - Parede Norte.

Os valores máximos de assentamentos registrados a tardoz da contenção representam cerca de 0,02% da profundidade da escavação, o que é inferior ao que seria esperado face à deformação horizontal registrada na contenção (ver Quadro 3.4), contudo, considera-se que o comportamento do maciço a tardoz da contenção foi “mascarado” pelo efeito de injeção do terceiro nível de ancoragens realizada, em parte nas argilas da Formação de Resende, que terá induzido o levantamento do maciço a tardoz da cortina.

3.3.6. Piezometria (S14)

A seguir descreve-se o sistema piezométrico instalado na zona do painel S14:

INA: Indicador de nível de água, corresponde a um piezômetro de tubo aberto. Permite controlar as variações do nível freático resultantes de trabalhos de escavação e de operações de rebaixamento do lençol freático. O piezômetro é composto por um tubo de PVC de diâmetro de 1.5”. O tubo na zona do filtro é ranhurado com abertura de 1 mm ou então tubo perfurado protegido por tela com malha máxima de 1 mm, a zona ranhurada pode ser localizada ou desenvolver-se ao longo da altura do tubo. (Geodata - Consórcio Linha 5 Metrô de São Paulo, 2012d). Nestes instrumentos o espaço anelar é totalmente preenchido com areão.

Os INAs foram instalados na Formação de São Paulo, a água coletada provém de diferentes estratos desta formação.

PZM: Corresponde ao piezômetro tipo casagrande. Este piezômetro permite controlar as variações de pressão da água subterrânea no maciço resultantes da execução das obras de escavação e das operações de rebaixamento do lençol freático (Geodata - Consórcio Linha 5 Metrô de São Paulo, 2012d).

A composição do PZM é semelhante à descrita anteriormente para o INA, a diferença está na extensão do filtro, limitado à parte inferior do tubo próximo à cota de instalação do aparelho, determinada em função da profundidade a que se encontra o horizonte com interesse para a instrumentação.

Os PZMs foram instalados no horizonte de areias da Formação de Resende (4Ar) à cota 706,0 m com tubo filtro situado entre as cotas 707,5 m e 706,0 m. As leituras realizadas correspondem ao comportamento hidráulico desta camada. Estes piezômetros foram instalados próximos à parede moldada para a verificação do desenvolvimento das pressões intersticiais nas camadas de areias da Formação de Resende. O PZM instalado à frente do painel S14, corresponde ao PZM2.

PZE: O piezômetro elétrico é composto por um transdutor de pressão de corda vibrante que pode ser instalado em furos de sondagem. É dotado de um sistema de aquisição e transmissão de dados que permite a automação das leituras e, portanto, um controle contínuo das variações da pressão da água no maciço (Geodata - Consórcio Linha 5 Metrô de São Paulo, 2012d).

Nestes instrumentos, a célula medidora de pressões é instalada à profundidade requerida executando-se um trecho filtrante na parte superior desta. Acima do trecho filtrante até à boca do furo, o tubo/furo é selado, permitindo assim, a leitura das pressões de água provenientes de um único horizonte situado à profundidade de instalação do transdutor de pressões (Geodata - Consórcio Linha 5 Metrô de São Paulo, 2012d).

Estes instrumentos foram instalados no horizonte de argilas da Formação de Resende (4Ag1), sendo as leituras realizadas correspondentes às pressões hidráulicas existentes nesta camada. O PZE com interesse para o estudo do painel S14, corresponde ao PZE2, instalado à cota 722,2 m.

Na Figura 3.16 apresenta-se a localização em planta da instrumentação piezométrica.

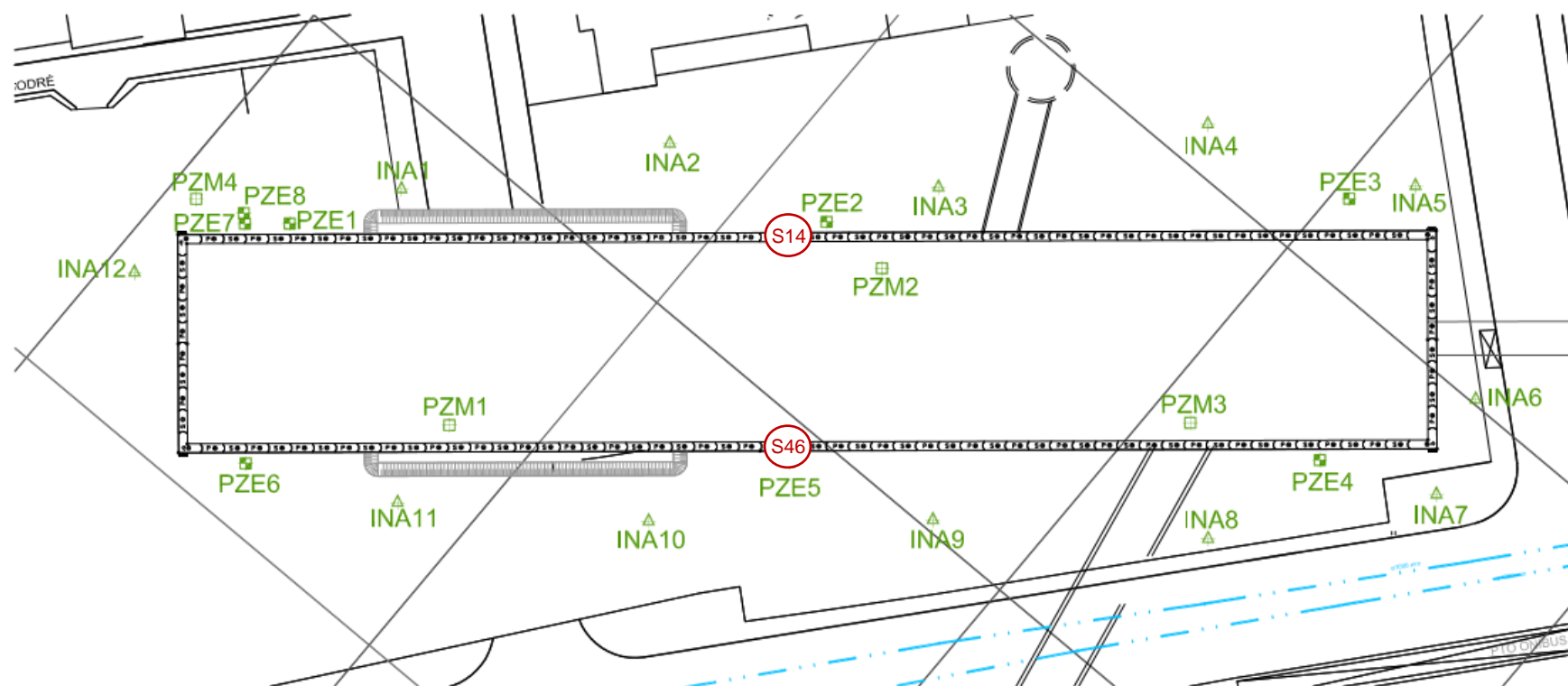


Figura 3.16: Localização dos instrumentos da piezometria na Estação Eucaliptos, s/escala (imagem cedida pela Companhia de Metrô de São Paulo).

Apresenta-se na Figura 3.17 a indicação das distâncias entre piezômetros e das distâncias entre estes instrumentos e a estrutura de contenção na zona do painel S14.

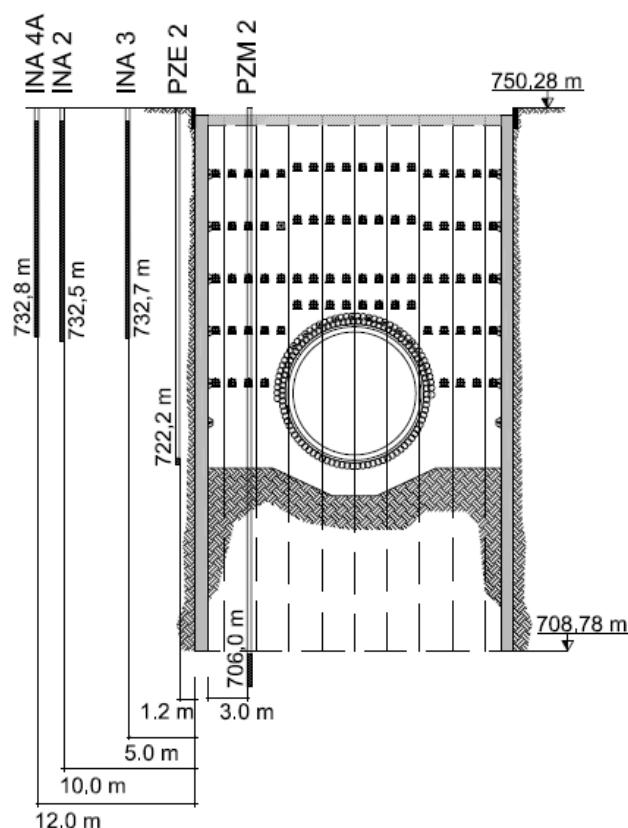


Figura 3.17: Cotas e distâncias dos piezômetros do painel S14 à contenção, vista em corte das paredes N e S (adaptado à peça desenhada cedida pela Companhia de Metropolitano de São Paulo).

Apresentam-se nos Quadros 3.10 e 3.11 as leituras referentes à piezometria associadas a cada uma das fases da escavação.

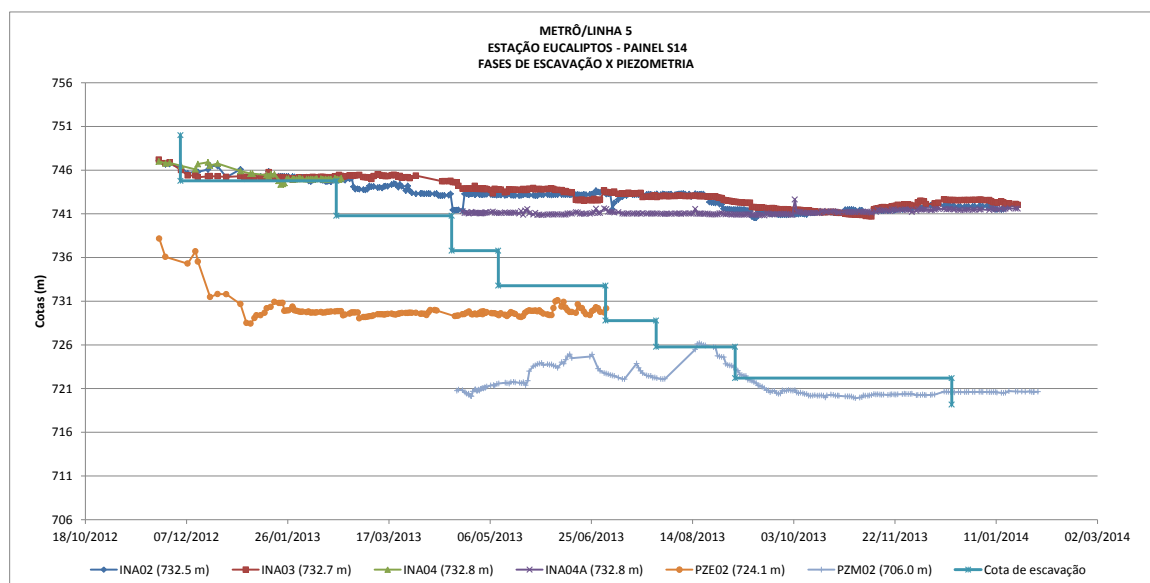
Quadro 3.10: Leituras referentes aos INAs instalados a tardoz do painel S14 (Parede Norte)

S14 - PAREDE NORTE	INA - INDICADOR DE NÍVEL DE ÁGUA (m)								
FASEAMENTO CONSTRUTIVO	COTAS (m)	732,5		732,7		732,8		732,8	
	DATAS	INA02	t (m)	INA03	t (m)	INA04	t (m)	INA04A	t (m)
Escavação 1º nível de ancoragens	07/12/2012	745,65	13,20	745,39	12,70				
Instalação e pré-esforço 1º nível	11/02/2013	744,86	12,41	745,21	12,52	745,01	12,24		
Escavação 2º nível de ancoragens	20/02/2013	744,94	-12,50	745,44	-12,75	744,92	-12,15		
Instalação e pré-esforço 2º nível	11/03/2013	743,98	-11,53	745,52	-12,83				
Escavação 3º nível de ancoragens	15/04/2013	743,13	-10,68	744,71	-12,02				
Instalação e pré-esforço 3º nível	06/05/2013	743,22	-10,77	743,72	-11,03			741,17	-8,40
Escavação 4º nível de ancoragens	13/05/2013	743,10	-10,65	743,44	-10,75			741,17	-8,40
Instalação e pré-esforço 4º nível	24/05/2013	743,18	-10,73	743,74	-11,05			741,54	-8,77
Escavação 5ª linha de ancoragens	05/06/2013	743,15	-10,70	743,89	-11,20			740,95	-8,18
Instalação e pré-esforço 5º nível	10/07/2013	742,95	-10,50	743,33	-10,64			741,03	-8,26
Escavação 6ª linha de ancoragens	27/07/2013	743,27	-10,82	742,91	-10,22			741,04	-8,27
Instalação e pré-esforço 6º nível	07/08/2013	743,27	-10,82	743,09	-10,40			741,03	-8,26
Escavação 7ª linha de ancoragens	13/08/2013	742,97	-10,52	743,04	-10,35			741,02	-8,25
Instalação e pré-esforço 7º nível	18/09/2013	741,35	-8,90	741,67	-8,98			740,82	-8,05
Colocação de escoras metálicas	09/10/2013	740,92	-8,48	741,33	-8,64			741,09	-8,32
	29/10/2013	741,46	-9,01	740,97	-8,28			741,21	-8,44
Escavacão e betonagem da laje de fundo	27/12/2013	741,80	-9,35	742,56	-9,87			741,47	-8,70

Quadro 3.11: Leituras referentes ao PZM2 e PZE2 - painel S14 (Parede Norte)

S14 - PAREDE NORTE	PZM2 (706,00 m)			PZE2 (722,23 m)		
FASEAMENTO CONSTRUTIVO	Data	PZM02	t (m)	Data	PZE02	t (m)
Escavação 1º nível de ancoragens				07/12/2012	735,30	13,07
Instalação e pré-esforço 1º nível				11/02/2013	729,75	7,52
Escavação 2º nível de ancoragens				20/02/2013	729,86	-7,63
Instalação e pré-esforço 2º nível				11/03/2013	729,50	-7,27
Escavação 3º nível de ancoragens	19/04/2013	720,76	-14,76	15/04/2013		
Instalação e pré-esforço 3º nível	06/05/2013	721,36	-15,36	06/05/2013	729,62	-5,49
Escavação 4º nível de ancoragens	13/05/2013	721,67	-15,67	13/05/2013	729,44	-5,31
Instalação e pré-esforço 4º nível	24/05/2013	721,90	-15,90	24/05/2013	729,84	-5,71
Escavação 5ª linha de ancoragens	05/06/2013	723,76	-17,76	05/06/2013	729,40	-5,27
Instalação e pré-esforço 5º nível	10/07/2013	722,11	-16,11	10/07/2013		
Escavação 6ª linha de ancoragens	27/07/2013	722,19	-16,19	inoperacional		
Instalação e pré-esforço 6º nível	07/08/2013					
Escavação 7ª linha de ancoragens	13/08/2013					
Instalação e pré-esforço 7º nível	18/09/2013	721,06	-15,06			
Colocação de escoras metálicas	09/10/2013	720,37	-14,37			
	29/10/2013	720,10	-14,10			
Escavação e betonagem da laje de fundo	27/12/2013	720,60	-14,60			

No gráfico da Figura 3.18 ilustra-se a variação dos níveis piezométricos ao longo da obra, correlacionados com os patamares de escavação. Na Figura 3.19 apresenta-se o mesmo gráfico com o modelo geológico sobreposto.


Figura 3.18: Gráfico com a leitura contínua da Piezometria (Painel S14 - Parede Norte).

O trecho inicial da curva referente ao PZE2, caracterizado por grande instabilidade, corresponde provavelmente ao efeito de estabilização do próprio aparelho. Quanto à curva referente ao PZM2, observa-se no trecho inicial desta um comportamento igualmente instável que, neste caso, foi causado pela entrada de água proveniente da obra pela boca do tubo piezométrico, contaminação do piezômetro (Geodata - Consórcio Linha 5 Metrô São Paulo, 2013h).

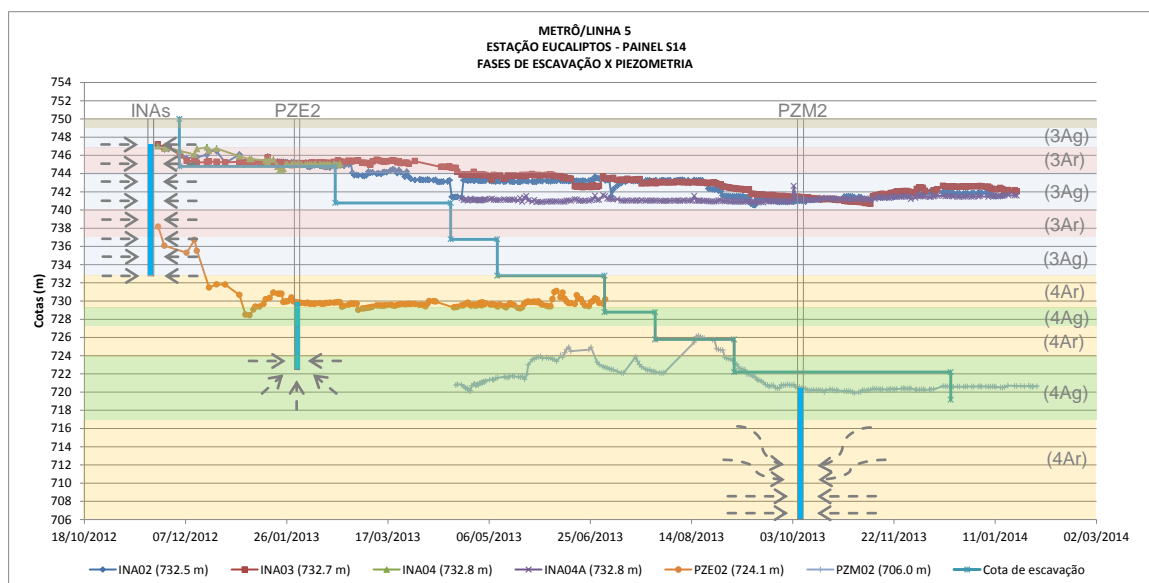


Figura 3.19: Gráfico com a leitura da Piezometria com modelo geológico sobreposto (Painel S14 - Parede Norte).

Pela observação dos gráficos, identificam-se três superfícies piezométricas, nomeadamente:

→ A primeira corresponde a superfície piezométrica associada à Formação de São Paulo. Não é possível maior detalhe sobre as características desta superfície uma vez que foi medida por piezómetros de tubo aberto.

→ A segunda superfície corresponderá a um aquífero suspenso na Formação de Resende. Segundo o Relatório Técnico para o Sistema de Monitoramento (2012c), o piezómetro PZE2 foi instalado no horizonte de argilas da Formação de Resende (4Ag1), à cota aproximada 722,2 m. Neste caso, as pressões hidrostáticas medidas corresponderão a este horizonte alimentado pelas camadas arenosas que lhe são confinantes. Considera-se possível, no entanto, que a superfície monitorizada possa estar ainda associada ao horizonte arenoso que é sobrejacente às argilas de Resende, uma vez a cota de instalação do piezómetro situa-se próximo à transição entre as areias e as argilas da Formação de Resende.

→ A terceira superfície freática provém das areias basais da Formação de Resende que constituirão o aquífero mais profundo.

Quanto à forma da distribuição de pressões hidrostáticas numa cortina instalada nesta formação, apresenta-se na Figura 3.20 a projeção das leituras piezométricas realizadas na zona do painel S14 (pressões hidrostáticas) *versus* cotas, o diagrama final corresponde a uma distribuição triangular constituída por um diagrama com três tramos.

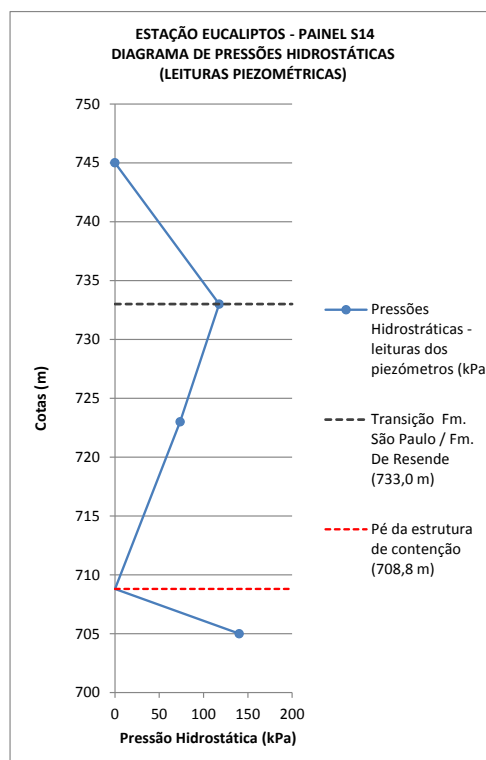


Figura 3.20: Diagrama de pressões hidrostáticas na contenção na zona do painel S14, projeção das leituras piezométricas x cotas. No pé da contenção (cota 708,8 m) a pressão foi considerada nula por efeitos de bombagem.

A distribuição apresentada é similar à considerada no Projeto Executivo pela Geodata, conforme referido no Memorial de Cálculo, Diafragma de Comparação (2012e). Apresenta-se na Figura 3.21 um gráfico similar ao da Figura 3.20, realizado pela equipa técnica da Geodata, mas neste caso, com a integração das leituras de toda a instrumentação piezométrica existente em obra, para uma determinada data, maio de 2013. Após a projeção dos pontos da piezometria, foram traçadas possíveis linhas de tendência para a distribuição de pressões a tardoz da cortina.

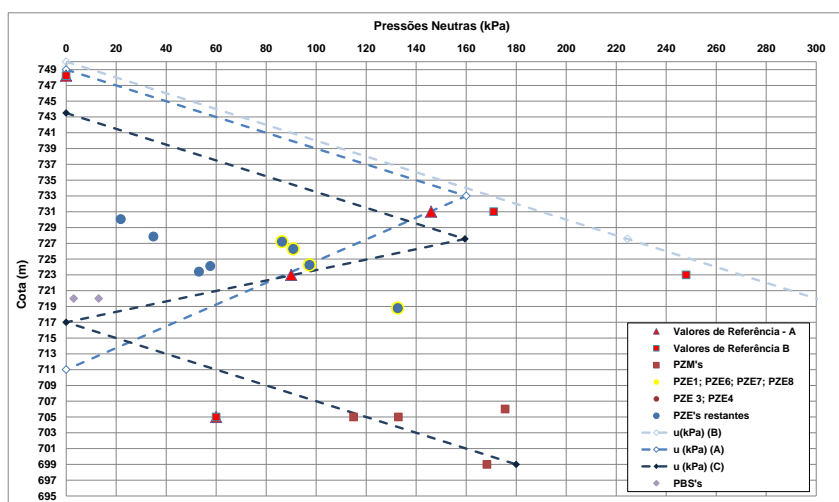


Figura 3.21: Gráfico de tendência de distribuição de pressões realizado pela empresa Geodata com dados da piezometria referentes a 26 de maio de 2013 (imagem cedida pela Geodata®).

Pela observação dos diagramas obtidos, considera-se a seguinte distribuição:

→ O primeiro tramo, associado à Formação de São Paulo, corresponde a uma distribuição hidrostática de pressões com crescimento linear em profundidade até a base desta formação.

→ O segundo tramo inicia-se no contacto entre as duas formações com distribuição linear decrescente em profundidade devido à baixa produtividade associada aos horizontes argilosos presentes nesta zona do subsolo. Este tramo intermediário estará associado ao topo da Formação de Resende onde é notória a presença de horizontes argilosos menos produtivos que terão um efeito “tampão” para os horizontes arenosos intercalares, que se tornam de certa forma incomunicáveis entre si, causando um decréscimo nas pressões aí instaladas. Tal efeito é corroborado pelas leituras realizadas no piezómetro PZE2.

→ O terceiro tramo associa-se ao horizonte mais profundo das areias da Formação de Resende (4Ar), com topo à cota 717 m, aproximadamente. Por se tratar de um horizonte com maior possança, o crescimento das pressões aí volta a ser hidrostático, crescendo linearmente com a profundidade.

O modelo interpretado para a forma da distribuição de pressões a tardo da contenção é alterado durante o desenvolvimento dos trabalhos de escavação. Com o desenvolvimento da escavação à frente da contenção, considera-se provável que o fluxo que se estabelece à frente da cortina, resultante da percolação da água para o interior da escavação, resulte em uma alteração da posição do diagrama de pressões e em uma diminuição das pressões instaladas a tardo da cortina, sobretudo na zona em que esta contacta com a Formação de Resende, onde serão maiores os fenómenos de percolação junto ao pé da estrutura de contenção.

Durante a fase de escavação, na zona mais superficial do maciço constituída pela Formação de São Paulo, os únicos efeitos com reflexo na distribuição de pressões a tardo da cortina, são resultantes de alguma drenagem das águas que possa ter acontecido através dos horizontes arenosos durante o processo de escavação: por entre as juntas dos painéis de parede e, em maior expressão, pela cabeça das ancoragens. Esta situação resulta no rebaixamento do início do diagrama de pressões a tardo da cortina e em uma redução das pressões hidrostáticas aí instaladas.

O efeito de drenagem referido pode ser considerado demonstrado pela variação das curvas dos INAs, onde se observa a ocorrência de um rebaixamento que acompanha a

escavação até o segundo a terceiro patamar, como se a estação funcionasse como um dreno. Assim, considera-se que o rebaixamento observado de 4 m a 6 m na Formação de São Paulo estará relacionado com fenômenos de drenagem durante a própria escavação. O Relatório de Acompanhamento Técnico em Obra do mês de fevereiro (2013e) refere que o rebaixamento do INA2 no final daquele mês está relacionado com os trabalhos de perfuração das ancoragens na proximidade. No Relatório de Acompanhamento Técnico em Obra do mês de maio (2013h) relata-se a “franca saída de água pela cabeça das ancoragens” ocorrida durante aquele mês e com continuação deste efeito no mês de junho de 2013.

Outro evento com consequências imediatas, ou a curto prazo, para os diagramas de pressões instalados a tardoz da contenção é a bombagem que, de acordo com os resultados da piezometria, parece produzir efeito apenas nos horizontes mais profundos de areias basais da Formação de Resende, no seio do qual esta é realizada.

De acordo com os resultados observados na instrumentação, após iniciada a bombagem, não há evidências de perturbação nas pressões hidrostáticas instaladas nos horizontes superiores, ou seja, não parece notória ou significativa a comunicação entre aquíferos. Assim sendo, considera-se provável que apenas as pressões instaladas no horizonte de areias basais da Formação de Resende seja influenciada pelos mecanismos de bombagem, resultando neste caso em pressões nulas por volta das cotas 707,5 m a 708,0 m (pé da contenção), que corresponde ao nível medido no interior dos poços de bombagem situados a 2.0 m da estrutura de contenção.

3.4. Sistema de Bombagem *versus* Registos Piezométricos

Este subcapítulo começa por descrever alguns aspectos que interessam salientar relativamente ao sistema de drenagem instalado em obra. Em seguida, apresenta-se o gráfico das leituras piezométricas com a sobreposição das datas relacionadas com os trabalhos de bombagem de forma a permitir avaliar os efeitos desta nos níveis piezométricos. Por fim, apresentam-se conclusões sobre os níveis piezométricos instalados e sobre quais os eventos com efeitos sobre estes níveis.

Nos itens descritos a seguir apresentam-se alguns aspectos importantes do sistema de drenagem implementado em obra.

→ O sistema de rebaixamento adotado consistiu na instalação de um sistema de bombagem composto por poços profundos e externos à escavação, gravitacionais, com bomba submersa (PBS), complementado por um conjunto de drenos verticais de areia (drenos de alívio) executados no interior da escavação (Geodata - Consórcio Linha 5 Metrô de São Paulo, 2013c).

→ A função dos drenos verticais de areia foi a redução dos gradientes hidráulicos nas camadas abaixo da laje de fundo. Os poços de bombagem instalados destinavam-se à verificação de uma possível conexão entre lençóis freáticos.

→ No sistema de rebaixamento com recurso a poços com bomba submersa, os poços foram instalados nas areias da Formação de Resende (4Ar1), horizonte detetado partir da cota 717,0 m, aproximadamente, tratam-se de camadas arenosas espessas.

→ Os poços de bombagem foram instalados com uma distância de 2 m da parede moldada, à cota 705 m, com tubo filtro entre as cotas 707 m a 717 m, em contacto com o horizonte de areias basais da Formação de Resende (4Ar1).

→ Os drenos de alívio (IDT) foram instalados à cota 707 m, correspondente ao mesmo horizonte de areias da Formação de Resende (4Ar1).

→ Em conjunto com este sistema foi realizada a monitorização contínua do nível freático para avaliar em tempo real, o possível efeito induzido pelo rebaixamento profundo no lençol freático superficial.

→ Pretendeu-se através da bombagem da região inferior do maciço garantir a drenagem do lençol freático sem induzir efeitos no nível freático superficial, de forma a evitar os fenómenos de subsidência de superfície (Geodata - Consórcio Linha 5 Metrô de São Paulo, 2012b).

→ O sistema de rebaixamento interno permaneceu em funcionamento durante o período que compreendeu a fase de escavação da estação, desta forma o nível de água junto ao pé da parede moldada foi mantido próximo à cota 709 m.

Na Figura 3.22 ilustra-se a localização dos poços de bombagem situados a tardoz do painel S14. Os poços com maior interesse para a zona em estudo, correspondem aos poços PBS 14 e PBS 16 situados a tardoz do painel S14. De acordo com as leituras realizadas, após o início dos trabalhos de bombagem, os níveis de água no interior dos poços estabilizaram por volta das cotas 707,5 m e 708,0 m.

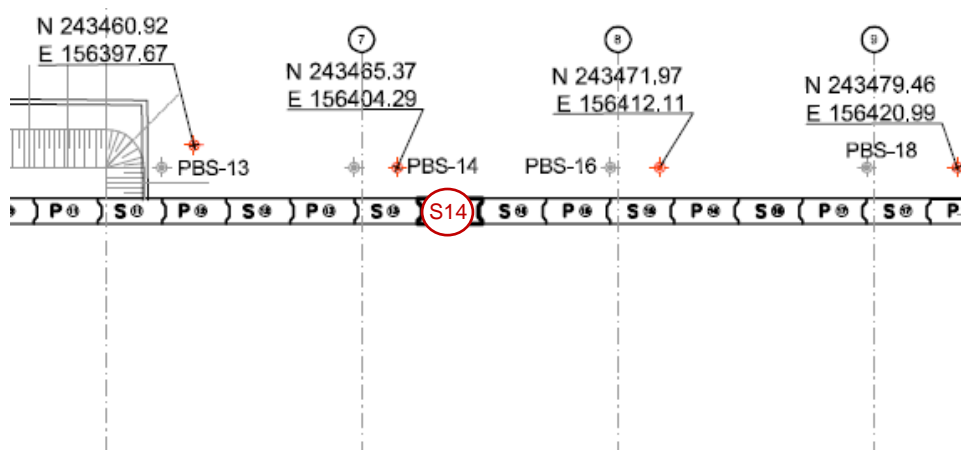


Figura 3.22: Localização final dos poços de bombeamento (assinalados a vermelho), distanciados 2m da estrutura de contenção, s/escala (adaptado à peça desenhada cedida pela Companhia de Metropolitano de São Paulo).

Na Figura 3.23 apresentam-se as leituras piezométricas na zona do painel S14 com a sobreposição das datas relacionadas com a bombagem. Apresenta-se a seguir uma breve descrição do cronograma relacionado com os trabalhos de bombagem de forma a permitir uma melhor compreensão do gráfico da Figura 3.23.

→ Os ensaios de bombagem tiveram início a 28 de janeiro de 2013 no sector N – E da escavação (Geodata - Consórcio Linha 5 Metrô São Paulo, 2013d).

→ No dia 25 de abril de 2013 o sistema de bombagem foi interrompido para a avaliação da real variação dos níveis piezométricos instalados e da conexão entre eles (Geodata - Consórcio Linha 5 Metrô São Paulo, 2013g).

→ A 22 de junho de 2013 foi reativado o sistema de bombagem (Geodata - Consórcio Linha 5 Metrô São Paulo, 2013i).

→ A 20 de setembro de 2013 estavam em funcionamento a totalidade dos PBS previstos, 36 poços (Geodata - Consórcio Linha 5 Metrô São Paulo, 2013l).

Nos itens seguintes apresenta-se a interpretação do gráfico da Figura 3.23, parte desta interpretação já foi abordada no subcapítulo 3.3.6 e é agora revista à luz dos eventos relacionados com a bombagem:

→ Considera-se que a zona do gráfico assinalada por 1, corresponde ao período de estabilização habitualmente necessário nos piezómetros elétricos (PZE), não se observa qualquer variação no nível medido decorrente do início da bombagem.

→ A zona assinalada por 2 indica um comportamento com grande variabilidade que resulta da contaminação deste piezômetro por águas infiltradas através da boca do tubo, conforme referido no Relatório de Acompanhamento Técnico em Obra do mês de maio (2013h).

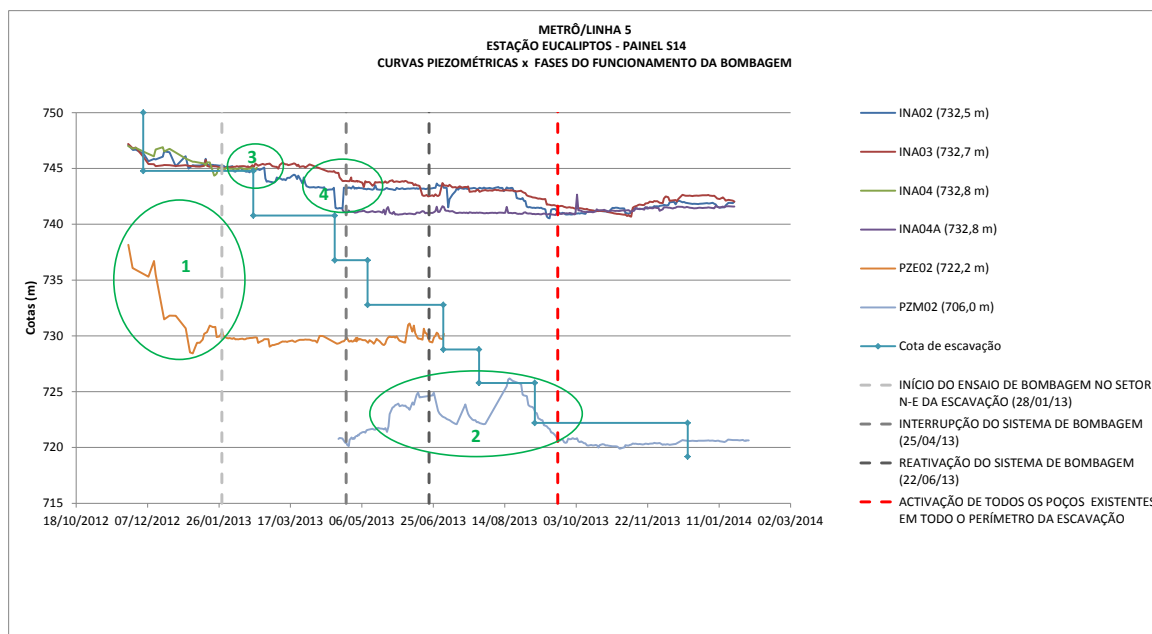


Figura 3.23: Piezometria painel S14 com indicação das datas referentes ao funcionamento do sistema de bombagem.

→ A zona assinalada por zona 3, correspondente ao rebaixamento do INA2, observado no final do mês de fevereiro de 2013. De acordo com o Relatório Técnico de Acompanhamento em Obra daquele mês (2013e), este rebaixamento relaciona-se com a perfuração das ancoragens na proximidade do painel S14.

→ Os rebaixamentos observados entre finais de março a meados de abril de 2013, assinalados por 4, referentes aos INA2 e INA3, estarão relacionados com a drenagem das águas pelos horizontes arenosos provocada pela própria escavação e pela cabeça das ancoragens. Interessa referir que de acordo com o Relatório de Acompanhamento Técnico em Obra do mês de maio (2013h), observou-se franca saída de água pela cabeça das ancoragens (com eventual arrastamento de finos).

→ A reativação dos poços de bombagem no mês de junho não se refletiu de forma significativa na piezometria instalada.

→ A integração dos resultados da instrumentação piezométrica existente na envolvente à obra, permitiu verificar que a variação dos níveis durante a bombagem em alguns PZEs é de decrescimento muito lento enquanto em outros PZEs não se observa qualquer

variação, mantendo-se os níveis estáveis (Geodata - Consórcio Linha 5 Metrô de São Paulo, 2013c). Tal observação demonstra a reduzida comunicação entre aquíferos em algumas zonas do maciço.

→ As vazões dos PBS são muito baixas e são significativamente reduzidas durante a bombagem. De acordo com os dados fornecidos pelo sistema de monitorização, concluiu-se que o aquífero da unidade 4 (Formação de Resende) é semi-confinado, pouco recarregado lateralmente ou tem recarga muito lenta. O nível confinado não é contínuo sendo constituído por lentes e camadas com permeabilidades diferentes, o que terá resultado em uma baixa vazão nos poços instalados nesta formação (Geodata - Consórcio Linha 5 Metrô de São Paulo, 2013c).

→ Os piezómetros instalados na zona do painel S14 não registaram tendência de rebaixamento com a implementação da bombagem. Nenhuma das variações registadas são diretamente correlacionáveis com aqueles ensaios, não havendo evidências de conexão entre diferentes superfícies piezométricas. Conclui-se que os aquíferos da unidade 3 da Formação de São Paulo e os da unidade 4 da Formação de Resende não estão ligados de forma eficaz.

4. ESTAÇÃO EUCALIPTOS – CORREÇÃO DAS LEITURAS DOS MARCOS REFLETORES

4.1. Introdução

Para a adequada avaliação dos registos de deformação da parede, procedeu-se à correção das leituras dos marcos refletores instalados na estrutura de contenção, neste caso, nos painéis S14 e S46, em função das leituras inclinométricas.

Esta correção assenta fundamentalmente em dois aspectos: recuperação do historial de deformação sofrido pela contenção antes da instalação do marco refletor e estabelecimento da percentagem de deformação, obtida pela leitura das cordas, que corresponderá a cada um dos lados da contenção, neste caso, a cada painel S14 (parede norte) ou S46 (parede sul).

O objetivo final desta correção é comparar os registos provenientes dos marcos refletores com os registos inclinométricos e avaliar os resultados de deformação obtidos após as análises numéricas do painel S14 (retro análise) com os resultados da instrumentação, neste caso dos inclinómetros e marcos refletores.

No caso da análise da secção SC06, painéis S14 e S46, a obtenção das leituras corrigidas dos marcos refletores reveste-se de fundamental importância, uma vez que de acordo com o Relatório de Acompanhamento Técnico em Obra do mês de agosto (2013k), o inclinómetro IN2 do painel S14 evidenciou a partir do mês agosto oscilações no topo de 20 mm, explicada pela empresa responsável pela instrumentação como troca de equipamento de medição. Segundo o mesmo documento, tais dados devem ser considerados com reservas, face à provável falta de fiabilidade nas leituras a partir deste mês. Por conseguinte, a partir da referida data deve-se privilegiar as informações provenientes dos marcos refletores em detrimento dos dados inclinométricos.

A seguir descreve-se por passos o modo como foi realizada esta correção.

4.2. Deformação - painel S14 (parede norte) e painel S46 (parede sul)

A deformação (U_x) estimada pela leitura das “cordas” corresponde a um diferencial entre cordas lidas, sendo a deformação total da cortina a uma determinada cota e para uma data específica, correspondente a um somatório de diferenciais de leituras consecutivas

realizadas a esta mesma cota. Deste modo, a leitura da deformação que se obtém por esta via corresponde na realidade à soma das deformadas de dois painéis de parede diametralmente opostos.

Por esta razão, pretende-se nesta fase determinar qual a percentagem ou a quantidade da deformação total que corresponde a cada painel de parede: U_x sofrido pelo painel S14 (parede norte) e U_x sofrido pelo S46 (parede sul).

Para a determinação da quantidade de deformação que deve ser atribuída à cada painel, começou-se por obter as leituras dos inclinómetros IN2 (painel S14) e IN6 (painel S46) correspondentes a cada uma das fases relevantes para a obra, fases de escavação e fases de pré-esforço.

Para cada uma das datas do faseamento construtivo (de cada painel), foram consideradas as leituras inclinométricas correspondentes às datas mais próximas àquelas. Procurou-se obter leituras inclinométricas, do IN2 e do IN6, realizadas à mesma data e se possível referentes ao mesmo período (manhã ou tarde). Contudo, conforme se constatou, há dias em que não existem leituras nos dois inclinómetros (IN2 e IN6) e há ainda o facto da mesma fase construtiva ter acontecido em datas diferentes em cada painel. Nestas situações, optou-se por ir buscar a data mais tardia e em que houvesse leitura nos dois inclinómetros (IN2 e IN6). Por esta razão, as datas em que se processou a correção de algumas convergências, nomeadamente as referentes às primeiras fases da escavação, não correspondem exatamente às datas do faseamento construtivo do painel S14 (IN2) ou do painel S46 (IN6), correspondem ao melhor ajuste possível para se conseguir leituras dos dois instrumentos à mesma data. Assim, nos casos em que as datas do IN2 e do IN6 mais próximas às datas do faseamento construtivo não coincidiam, foram consideradas as leituras correspondentes à data mais tardia.

Esta situação foi verificada apenas para as fases iniciais da escavação; para as fases mais avançadas da obra, as datas do faseamento construtivo coincidem com as datas referentes às leituras inclinométricas (situação ideal).

Em posse dos registos inclinométricos do IN2 (S14) e do IN6 (S46) para as datas referidas anteriormente, foram analisadas apenas as leituras inclinométricas correspondentes às cotas de instalação dos marcos refletos (MR) que correspondem às profundidades indicadas no Quadro 4.1.

Quadro 4.1: Profundidades com interesse para a correção dos Marcos Refletores (MR)

Designação	Prof. das leituras inclinométricas correspondentes aos MR (m)
MR 5 -14	1
MR 5.1 -14.1	7
MR 5.2 – 14.2	15
MR 5.3 – 14.3	23

Em posse das leituras dos inclinômetros, IN2 e IN6, para cada data do faseamento construtivo, é possível obter a percentagem de deformação correspondente a cada painel através de uma regra de proporcionalidade direta. Conhecidas as deformações de cada painel a uma determinada data, o somatório de ambas as leituras corresponderá a 100% ($\sum U \rightarrow 100\%$), e a deformação de cada painel corresponderá a uma determinada percentagem ($U_{IN6} \rightarrow x\%$ e $U_{IN2} \rightarrow y\%$), aplicando o raciocínio anterior, calculou-se a percentagem de deformação correspondente a cada painel (S14 e S46). Estes valores são apresentados nos Quadros 4.2 e 4.3.

Quadro 4.2: Estimativa da percentagem de deformação correspondente ao painel S14

IN02 (S14)	DEFORMAÇÕES (mm)							
Cotas (m):	749,17 m	%	743,17 m	%	735,17 m	%	727,17 m	%
21/12/2012 10:05	0,50	55,56	0,28	63,64	0,24	92,31	0,18	64,29
14/02/2013 09:20	1,22	47,66	0,50	38,46	0,94	47,47	1,08	52,43
25/02/2013 09:53	0,18	2,92	-1,02	23,08	-0,5	19,38	0,14	8,64
28/03/2013 08:54	-1,14	10,25	-1,14	15,28	-1,46	35,10	-0,82	41,00
15/04/2013 09:40	-0,16	1,64	0,38	6,51	0,12	7,50	-0,58	47,54
23/05/2013 15:47	6,06	23,17	6,04	31,23	4,46	77,43	-1,38	37,91
06/06/2013 09:14	11,78	27,64	11,32	33,37	10,38	44,02	4,08	43,87
19/06/2013 08:26	15,12	30,18	14,96	35,79	14,36	42,84	7,16	41,77
10/07/2013 08:51	19,76	31,04	19,38	35,55	18,58	40,44	10,78	43,05
29/07/2013 08:29	21,86	30,59	21,46	34,53	21,30	40,02	15,02	41,93
07/08/2013 14:00	31,88	36,89	31,32	40,85	29,40	44,98	22,30	48,80
28/08/2013 14:26	58,56	50,83	54,78	54,57	50,34	56,91	38,18	58,67
03/09/2013 08:24	48,06	43,45	45,92	46,78	42,94	51,93	32,68	54,09
26/09/2013 08:13	54,88	47,33	51,44	50,09	47,76	53,52	36,86	54,66
09/10/2013 10:17	54,10	45,94	51,12	48,49	47,84	51,39	37,22	53,23
29/10/2013 07:45	81,06	54,93	76,98	57,18	69,94	57,96	55,06	59,64
27/12/2013 09:01	88,18	57,66	84,46	59,18	76,20	59,12	62,22	60,41

Quadro 4.3: Estimativa da percentagem de deformação correspondente ao painel S46

IN06 (S46)	DEFORMAÇÕES (mm)							
Cotas (m):	749,15 m	%	743,15 m	%	735,15 m	%	727,15 m	%
21/12/2012 10:26	0,40	44,44	0,16	36,36	-0,02	7,69	0,10	35,71
14/02/2013 13:06	1,34	52,34	-0,80	61,54	-1,04	52,53	-0,98	47,57
27/02/2013 14:52	5,98	97,08	3,40	76,92	2,08	80,62	1,48	91,36
26/03/2013 09:21	9,98	89,75	6,32	84,72	2,70	64,90	1,18	59,00
16/04/2013 09:57	9,62	98,36	5,46	93,49	1,48	92,50	0,64	52,46
23/05/2013 14:52	20,10	76,83	13,30	68,77	1,30	22,57	2,26	62,09
06/06/2013 14:35	30,84	72,36	22,60	66,63	13,20	55,98	5,22	56,13
19/06/2013 08:12	34,98	69,82	26,84	64,21	19,16	57,16	9,98	58,23
10/07/2013 08:50	43,90	68,96	35,14	64,45	27,36	59,56	14,26	56,95
29/07/2013 08:20	49,60	69,41	40,68	65,47	31,92	59,98	20,80	58,07
07/08/2013 15:00	54,54	63,11	45,36	59,15	35,96	55,02	23,40	51,20
28/08/2013 15:30	56,64	49,17	45,60	45,43	38,11	43,09	26,90	41,33
03/09/2013 09:09	62,54	56,55	52,24	53,22	39,75	48,07	27,74	45,91
26/09/2013 09:48	61,08	52,67	51,26	49,91	41,47	46,48	30,58	45,34
09/10/2013 09:10	63,66	54,06	54,30	51,51	45,25	48,61	32,70	46,77
29/10/2013 13:35	66,50	45,07	57,64	42,82	50,73	42,04	37,26	40,36
27/12/2013 10:27	64,74	42,34	58,26	40,82	52,69	40,88	40,78	39,59

Após determinadas as percentagens de deformação para cada data do faseamento construtivo, referentes a cada uma das cotas de instalação dos MR, aplica-se esta percentagem às leituras de deformação dos marcos refletores, de forma a se obter a leitura da deformação de cada painel em separado. Para tal, retiram-se as leituras dos marcos refletores (MR) para as datas do faseamento construtivo (só para estas fases), a estes valores de convergências aplicam-se as diferentes percentagens de deformação referentes a cada um dos painéis S14 e S46, e assim obtém-se a leitura da deformação para diferentes fases da construção, a diferentes cotas e para cada um dos painéis, conforme se apresenta nos Quadros 4.4. a 4.7.

Quadro 4.4: Conversão das leituras dos MR em deformação por painel (U_{xS14} e U_{xS46}), cota: 749 m

MR 5_14 (COTA: 749 m)							
DATAS	Corda 5-14	total (mm)	total convenção IN (mm)	S14 (%)	U_{xS14} (mm)	S46 (%)	U_{xS46} (mm)
17/12/2012	22270,30	0	0				
26/12/2012	22271,20	0,9	-0,9	55,56	-0,50	44,44	-0,40
16/02/2013	22266,10	-4,2	4,2	47,66	2,00	52,34	2,20
25/02/2013	22271,20	0,9	-0,9	2,92	-0,03	97,08	-0,87
28/03/2013	22267,50	-2,8	2,8	10,25	0,29	89,75	2,51
15/04/2013	22264,10	-6,2	6,2	1,64	0,10	98,36	6,10
24/05/2013	22241,70	-28,6	28,6	23,17	6,63	76,83	21,97
06/06/2013	22229,80	-40,5	40,5	27,64	11,19	72,36	29,31
19/06/2013	22219,50	-50,8	50,8	30,18	15,33	69,82	35,47
10/07/2013	22208,40	-61,9	61,9	31,04	19,21	68,96	42,69
29/07/2013	22199,50	-70,8	70,8	30,59	21,66	69,41	49,14
07/08/2013	22185,40	-84,9	84,9	36,89	31,32	63,11	53,58
28/08/2013	22177,80	-92,5	92,5	50,83	47,02	49,17	45,48
03/09/2013	22176,00	-94,3	94,3	43,45	40,98	56,55	53,32
26/09/2013	22171,00	-99,3	99,3	47,33	47,00	52,67	52,30
09/10/2013	22170,20	-100,1	100,1	45,94	45,99	54,06	54,11
29/10/2013	22170,00	-100,3	100,3	54,93	55,10	45,07	45,20
27/12/2013	22170,50	-99,8	99,8	57,66	57,55	42,34	42,25

Quadro 4.5: Conversão das leituras dos MR em deformação por painel (U_{xS14} e U_{xS46}), cota: 743 m

MR 5.1_14.1 (COTA: 743 m)							
DATAS	Corda 5.1-14.1	total (mm)	total convenção IN (mm)	S14 (%)	U_{xS14} (mm)	S46 (%)	U_{xS46} (mm)
05/03/2013	22208,09	0	0				
28/03/2013	22206,60	-2,3	2,3	15,28	0,35	84,72	1,95
15/04/2013	22202,80	-6,1	6,1	6,51	0,40	93,49	5,70
24/05/2013	22185,10	-23,8	23,8	31,23	7,43	68,77	16,37
06/06/2013	22175,50	-33,4	33,4	33,37	11,15	66,63	22,25
19/06/2013	22173,90	-35	35	35,79	12,53	64,21	22,47
10/07/2013	22154,20	-54,7	54,7	35,55	19,44	64,45	35,26
29/07/2013	22146,70	-62,2	62,2	34,53	21,48	65,47	40,72
07/08/2013	22134,50	-74,4	74,4	40,85	30,39	59,15	44,01
28/08/2013	22125,60	-83,3	83,3	54,57	45,46	45,43	37,84
03/09/2013	22124,40	-84,5	84,5	46,78	39,53	53,22	44,97
26/09/2013	22120,20	-88,7	88,7	50,09	44,43	49,91	44,27
09/10/2013	22118,00	-90,9	90,9	48,49	44,08	51,51	46,82
29/10/2013	22117,40	-91,5	91,5	57,18	52,32	42,82	39,18
27/12/2013	22110,40	-98,5	98,5	59,18	58,29	40,82	40,21

Quadro 4.6: Conversão das leituras dos MR em deformação por painel (U_{xS14} e U_{xS46}), cota: 735 m

MR 5.2_14.2 (COTA: 735 m)							
DATAS	Corda 5.2-14.2	total (mm)	total <small>convenção IN</small> (mm)	S14 (%)	U_{xS14} (mm)	S46 (%)	U_{xS46} (mm)
10/06/2013	22200,50	0	0				
19/06/2013	22195,20	-5,3	5,3	42,84	2,27	57,16	3,03
10/07/2013	22186,90	-13,6	13,6	40,44	5,50	59,56	8,10
29/07/2013	22178,80	-21,7	21,7	40,02	8,68	59,98	13,02
07/08/2013	22162,00	-38,5	38,5	44,98	17,32	55,02	21,18
28/08/2013	22157,20	-43,3	43,3	56,91	24,64	43,09	18,66
03/09/2013	22155,40	-45,1	45,1	51,93	23,42	48,07	21,68
26/09/2013	22154,00	-46,5	46,5	53,52	24,89	46,48	21,61
09/10/2013	22150,80	-49,7	49,7	51,39	25,54	48,61	24,16
29/10/2013	22149,60	-50,9	50,9	57,96	29,50	42,04	21,40
27/12/2013	22143,30	-57,2	57,2	59,12	33,82	40,88	23,38

Quadro 4.7: Conversão das leituras dos MR em deformação por painel (U_{xS14} e U_{xS46}), cota: 727,5 m

MR 5.3_14.3 (COTA: 727,5 m)							
DATAS	Corda 5.3-14.3	total (mm)	total <small>convenção IN</small> (mm)	S14 (%)	U_{xS14} (mm)	S46 (%)	U_{xS46} (mm)
07/08/2013	22233,40	0,0	0,0				
28/08/2013	22227,40	-6,0	6,0	58,67	3,52	41,33	2,48
03/09/2013	22223,00	-10,4	10,4	54,09	5,63	45,91	4,77
26/09/2013	22218,80	-14,6	14,6	54,66	7,98	45,34	6,62
09/10/2013	22216,80	-16,6	16,6	53,23	8,84	46,77	7,76
29/10/2013	22216,40	-17,0	17,0	59,64	10,14	40,36	6,86
27/12/2013	22211,70	-21,7	21,7	60,41	13,11	39,59	8,59

Nota: Pela convenção da empresa responsável pela instrumentação, os valores negativos das convergências significam aproximação das paredes norte e sul, e os valores positivos significam afastamento. Convenção contrária à que foi utilizada para os inclinômetros. Por conseguinte, para a adoção de um única convenção de sinais, procedeu-se à mudança de sinais das leituras dos marcos refletores, colocando como positivo os valores que significam aproximação e negativo os valores que significam afastamento. A largura da escavação são 24,4 m.

4.3. Recuperação do historial de deformações

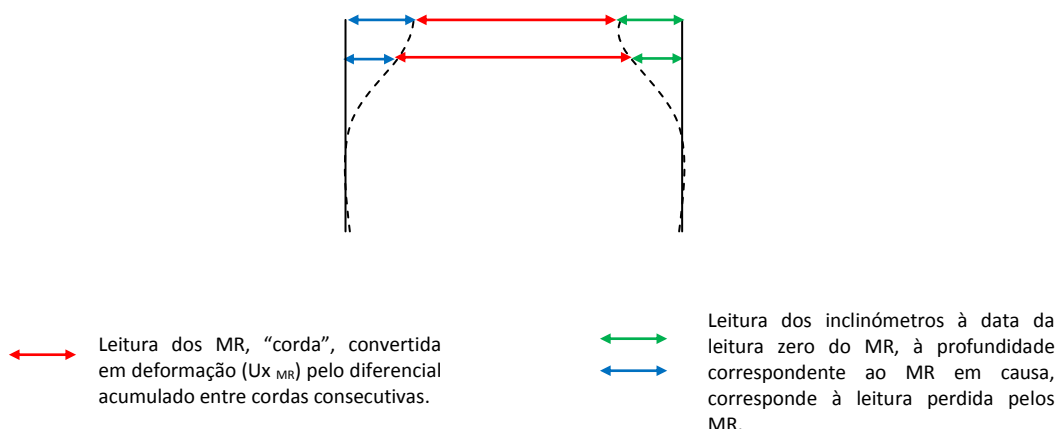
Como o marco refletor é instalado após escavação do respetivo patamar, a “corda” lida não inclui a deformação sofrida pela parede antes da instalação do marco. É esta deformação não contabilizada pela leitura do marco refletor, que deve ser acrescida às deformações medidas pelos marcos, de forma a obter-se o valor corrigido das deformações totais da cortina, comparáveis às leituras dos inclinômetros, conforme esquema da Figura 4.1.

Esta correção começa pela recolha das leituras dos inclinômetros IN2 (painel S14) e IN6 (painel S46) à data da leitura zero de cada um dos marcos refletores, conforme se descreve no Quadro 4.8.

Quadro 4.8: Datas da leitura zero e cotas de instalação dos Marcos Refletores

Referência dos Marcos Refletores	Data da leitura zero	Cota de instalação aproximada (m)
MR 5 - 14	17/12	749,0
MR 5.1 – 14.1	05/03	743,0
MR 5.2 – 14.2	10/06	735,0
MR 5.3 – 14.3	07/08	727,5

Para cada um dos inclinômetros, IN2 e IN6, para cada uma das datas acima descritas foram recolhidas apenas as leituras correspondentes às cotas de instalação dos marcos refletores. A seguir, para todas as leituras de deformação associadas a cada painel S14 ou S46, proveniente dos marcos refletores (obtidas conforme descrito no subcapítulo anterior), somou-se a leitura perdida à data da leitura zero, leitura do inclinômetro à cota correspondente ao marco refletor em causa, Figura 4.1, obtendo-se desta forma a deformação total corrigida de cada painel.


Figura 4.1: Esquema ilustrativo das deformações perdidas pela leitura dos marcos refletores.

O raciocínio é o mesmo se as paredes em ambos os lados da escavação deslocarem em sentidos contrários. Ou seja, no caso de se constatar afastamento dos painéis. Neste caso, o diferencial entre duas leituras consecutivas, sendo a leitura anterior de convergência, será um valor positivo (última leitura será maior em valor absoluto que a anterior). Valor este que será considerado negativo para obedecer à convenção adotada onde afastamentos são negativos e aproximações ou convergências são valores positivos. Eventos destes só se verificaram nas primeiras leituras dos marcos refletores MR 5-14 e numa única leitura do MR 5.2 – 14.2.

Nos Quadros 4.9 a 4.12 apresentam-se as correções efetuadas.

Quadro 4.9: Correção das deformações obtidas pelos Marcos Refletores tendo em conta a deformação perdida à data da leitura zero (MR 5 – 14, cota: 749,0 m)

Data zeragem do MR:	17/12/2012			
---------------------	------------	--	--	--

INCLINÓMETRO	LEITURA (mm)		COTA (m)	
IN02	0,70		749,17	
IN06	0,26		749,15	

Leituras MR 5_14 (COTA: 749 m)				
DATAS	Ux S14 (mm)	Ux S46 (mm)	Ux S14 CORRIGIDO (mm)	Ux S46 CORRIGIDO (mm)
26/12/2012	-0,50	-0,40	0,20	-0,14
16/02/2013	2,00	2,20	2,70	2,46
25/02/2013	-0,03	-0,87	0,67	-0,61
28/03/2013	0,29	2,51	0,99	2,77
15/04/2013	0,10	6,10	0,80	6,36
24/05/2013	6,63	21,97	7,33	22,23
06/06/2013	11,19	29,31	11,89	29,57
19/06/2013	15,33	35,47	16,03	35,73
10/07/2013	19,21	42,69	19,91	42,95
29/07/2013	21,66	49,14	22,36	49,40
07/08/2013	31,32	53,58	32,02	53,84
28/08/2013	47,02	45,48	47,72	45,74
03/09/2013	40,98	53,32	41,68	53,58
26/09/2013	47,00	52,30	47,70	52,56
09/10/2013	45,99	54,11	46,69	54,37
29/10/2013	55,10	45,20	55,80	45,46
27/12/2013	57,55	42,25	58,25	42,51

Quadro 4.10: Correção das deformações obtidas pelos Marcos Refletores tendo em conta a deformação perdida à data da leitura zero (MR 5.1 – 14.1, cota: 743,0 m)

Data zeragem do MR:	05/03/2013			
---------------------	------------	--	--	--

INCLINÓMETRO	LEITURA (mm)		COTA (m)	
IN02	0,62		743,17	
IN06	4,34		743,15	

Leituras MR 5.1_14,1 (COTA: 743 m)				
DATAS	Ux S14 (mm)	Ux S46 (mm)	Ux S14 CORRIGIDO (mm)	Ux S46 CORRIGIDO (mm)
28/03/2013	0,35	1,95	0,97	6,29
15/04/2013	0,40	5,70	1,02	10,04
24/05/2013	7,43	16,37	8,05	20,71
06/06/2013	11,15	22,25	11,77	26,59
19/06/2013	12,53	22,47	13,15	26,81
10/07/2013	19,44	35,26	20,06	39,60
29/07/2013	21,48	40,72	22,10	45,06
07/08/2013	30,39	44,01	31,01	48,35
28/08/2013	45,46	37,84	46,08	42,18
03/09/2013	39,53	44,97	40,15	49,31
26/09/2013	44,43	44,27	45,05	48,61
09/10/2013	44,08	46,82	44,70	51,16
29/10/2013	52,32	39,18	52,94	43,52
27/12/2013	58,29	40,21	58,91	44,55

Quadro 4.11: Correção das deformações obtidas pelos Marcos Refletores tendo em conta a deformação perdida à data da leitura zero (MR 5.2 – 14.2, cota: 735,0 m)

Data zeragem do MR:		10/06/2013		
INCLINÓMETRO		LEITURA (mm)		COTA (m)
IN02		13,16		735,17
IN06		12,3		735,15

MR 5.2_14.2 (COTA: 735 m)				
DATAS	Ux S14 (mm)	Ux S46 (mm)	Ux S14 CORRIGIDO (mm)	Ux S46 CORRIGIDO (mm)
19/06/2013	2,27	3,03	15,43	15,33
10/07/2013	5,50	8,10	18,66	20,40
29/07/2013	8,68	13,02	21,84	25,32
07/08/2013	17,32	21,18	30,48	33,48
28/08/2013	24,64	18,66	37,80	30,96
03/09/2013	23,42	21,68	36,58	33,98
26/09/2013	24,89	21,61	38,05	33,91
09/10/2013	25,54	24,16	38,70	36,46
29/10/2013	29,50	21,40	42,66	33,70
27/12/2013	33,82	23,38	46,98	35,68

Quadro 4.12: Correção das deformações obtidas pelos Marcos Refletores tendo em conta a deformação perdida à data da leitura zero (MR 5.3 – 14.3, cota: 727,5 m)

Data zeragem do MR:		07/08/2013		
INCLINÓMETRO		LEITURA (mm)		COTA (m)
IN02		22,3		725,17
IN06		23,4		725,15

MR 5.3_14.3 (COTA: 727,5 m)				
DATAS	Ux S14 (mm)	Ux S46 (mm)	Ux S14 CORRIGIDO (mm)	Ux S46 CORRIGIDO (mm)
28/08/2013	3,52	2,48	25,82	25,88
03/09/2013	5,63	4,77	27,93	28,17
26/09/2013	7,98	6,62	30,28	30,02
09/10/2013	8,84	7,76	31,14	31,16
29/10/2013	10,14	6,86	32,44	30,26
27/12/2013	13,11	8,59	35,41	31,99

4.4. Evolução das Deformações – Análise dos Resultados MR x IN2

4.4.1. Paineis S14 – Marcos Refletores

Na Figura 4.2 apresenta-se o gráfico com as leituras de deformação para o painel S14, proveniente da correção dos marcos refletores. Na Figura 4.3 apresenta-se a variação das taxas de deformação ao longo do tempo.

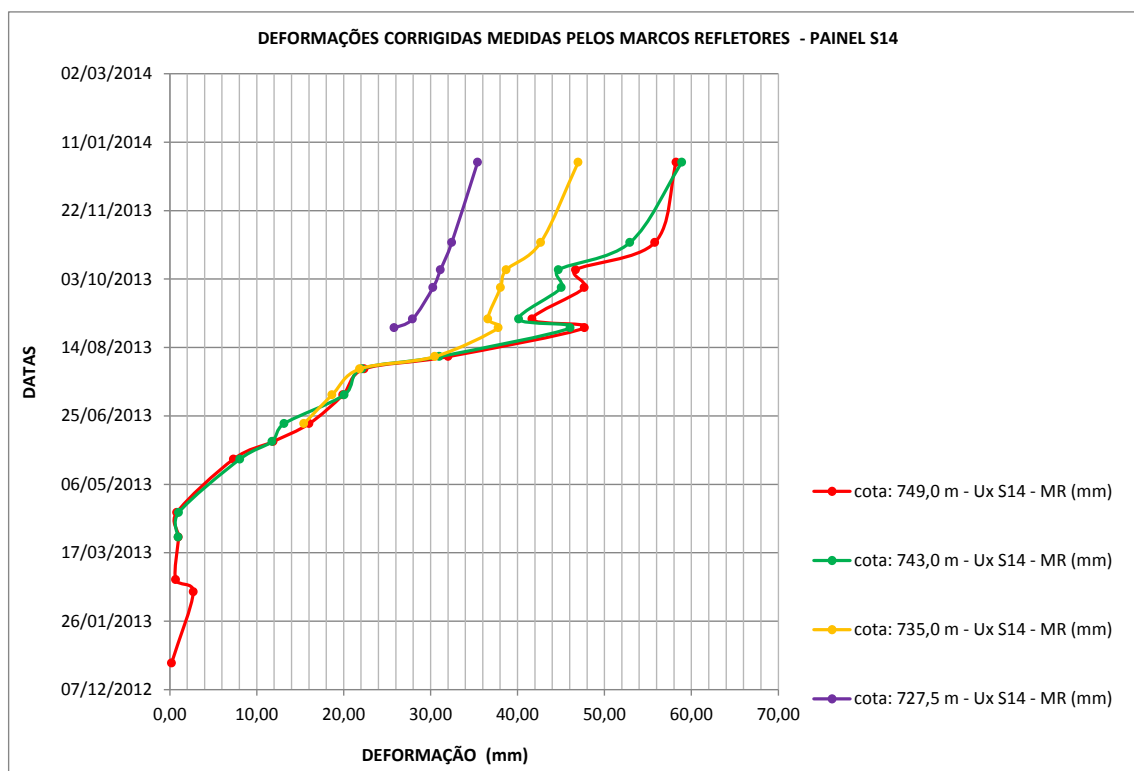


Figura 4.2: Gráfico com as leituras corrigidas das deformações obtidas pelos Marcos Refletores – Painel S14.

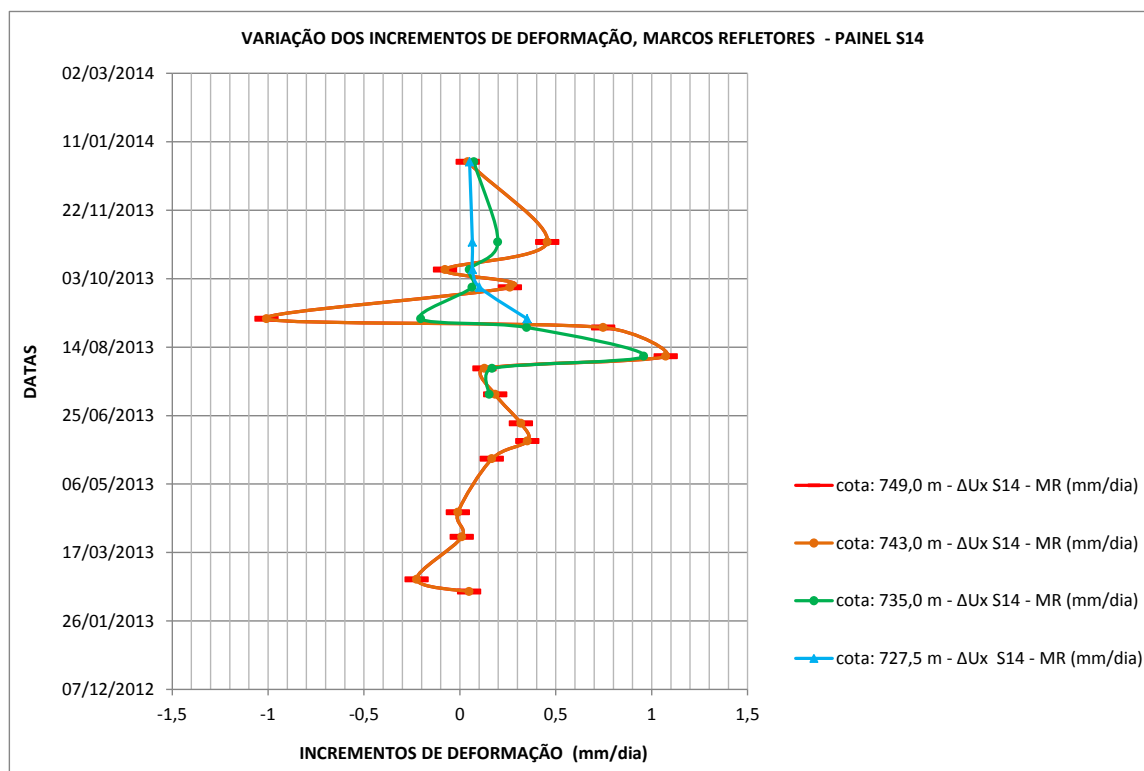


Figura 4.3: Variação das taxas de deformação provenientes das leituras dos marcos refletores para o painel S14.

Atendendo às leituras corrigidas dos marcos refletores, observa-se o seguinte comportamento no painel S14:

→ Observam-se deformações pouco significativas até meados de abril / início de maio. A partir deste período constata-se um incremento nas deformações da cortina que se processam numa taxa aproximadamente constante até finais de julho. Este período corresponde à escavação para o terceiro nível de ancoragens e ao pré-esforço deste nível.

→ A partir de finais de julho até início de agosto, observa-se uma acentuada deformação da cortina no sentido da escavação, deformando-se muito em pouco tempo, corresponde ao período crítico em termos de deformação. Este período corresponde à instalação e pré-esforço do sexto nível de ancoragens.

→ Durante o mês de agosto até o início de setembro, observa-se um aumento significativo na deformação da cortina no sentido da escavação, embora se verifique um decréscimo na taxa de deformação relativamente ao período anterior. Ou seja, a taxa de deformação abranda um pouco até o início de setembro. Este período corresponde à escavação para o sétimo nível de ancoragens.

→ Observa-se entre finais de agosto a início de setembro (fase de escavação do sétimo nível de ancoragens), um comportamento que indica recuperação da deformação por parte da contenção. Contudo, não se considera este resultado adequado à realidade uma vez que não há razões externas que justifiquem uma recuperação das deformações da contenção neste período. Além disto, este comportamento não é confirmado pelo registo do inclinómetro. Por conseguinte, considera-se possível que tenha havido algum lapso na leitura das “cordas” neste período.

→ Do início de setembro até o final de outubro, a contenção experimenta incrementos de deformação no sentido da escavação. Intercalado nesta tendência de aumento de deformação que se verifica até finais de outubro, observa-se uma exceção entre finais de setembro ao início de outubro, quando se constata um episódio de recuperação de uma parte da deformação. Este período entre finais de setembro a início de outubro, corresponde ao início da colocação do escoramento. A seguir a este período inicial do mês de outubro, observa-se no restante mês um acréscimo significativo das taxas de deformação no sentido da escavação (colocação do escoramento metálico).

→ A partir de finais de outubro até dezembro (escavação do último patamar e betonagem da laje de fundo), as leituras evidenciam tendência para estabilização.

O comportamento que se observa na Figura 4.2 confirma aquele que foi anteriormente descrito para o painel S14 com base nos registos inclinométricos.

4.4.2. Leituras Inclínometro x Marcos Refletores

Na Figura 4.4 apresenta-se a projeção sobreposta das curvas inclinométricas e das curvas corrigidas dos marcos refletores para as cotas 749 m, 743 m, 735 m e 727,5 m, correspondente às cotas de instalação dos marcos.

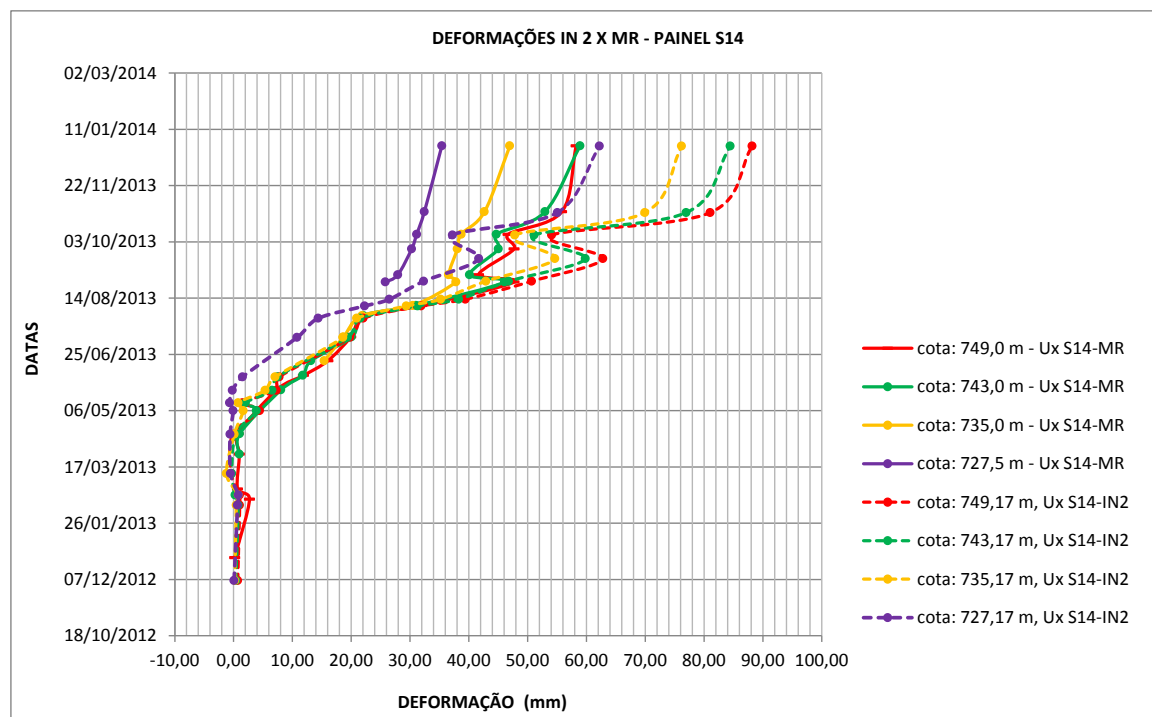


Figura 4.4: Projeção de curvas inclinométricas x curvas corrigidas dos marcos refletores (Painel S14).

Nesta figura, referente ao painel S14, é possível observar a partir de finais de agosto o desfasamento que ocorre entre as curvas do inclínometro e as curvas das deformações provenientes dos marcos refletores.

Nas Figuras 4.5 e 4.6 apresentam-se os gráficos com o registo do inclínometro IN2 e com as leituras corrigidas dos marcos refletores (MR), projetadas em separado para fases distintas da escavação. A projeção gráfica das leituras inclinométricas (IN2) sobreposta com as leituras corrigidas dos marcos refletores demonstra o seguinte:

→ Das fases iniciais da obra até o início do mês de agosto de 2013 as curvas do inclínometro IN2 em grande parte dos casos coincidem com as curvas dos marcos refletores, nos casos minoritários em que se observa alguma diferença, esta é bastante reduzida, observando-se uma diferença máxima de aproximadamente 2,2 mm. Assim, considera-se que até o início de agosto de 2013 a convergência entre as leituras de ambos os instrumentos é muito satisfatória, com valores quase coincidentes ou muito próximos.

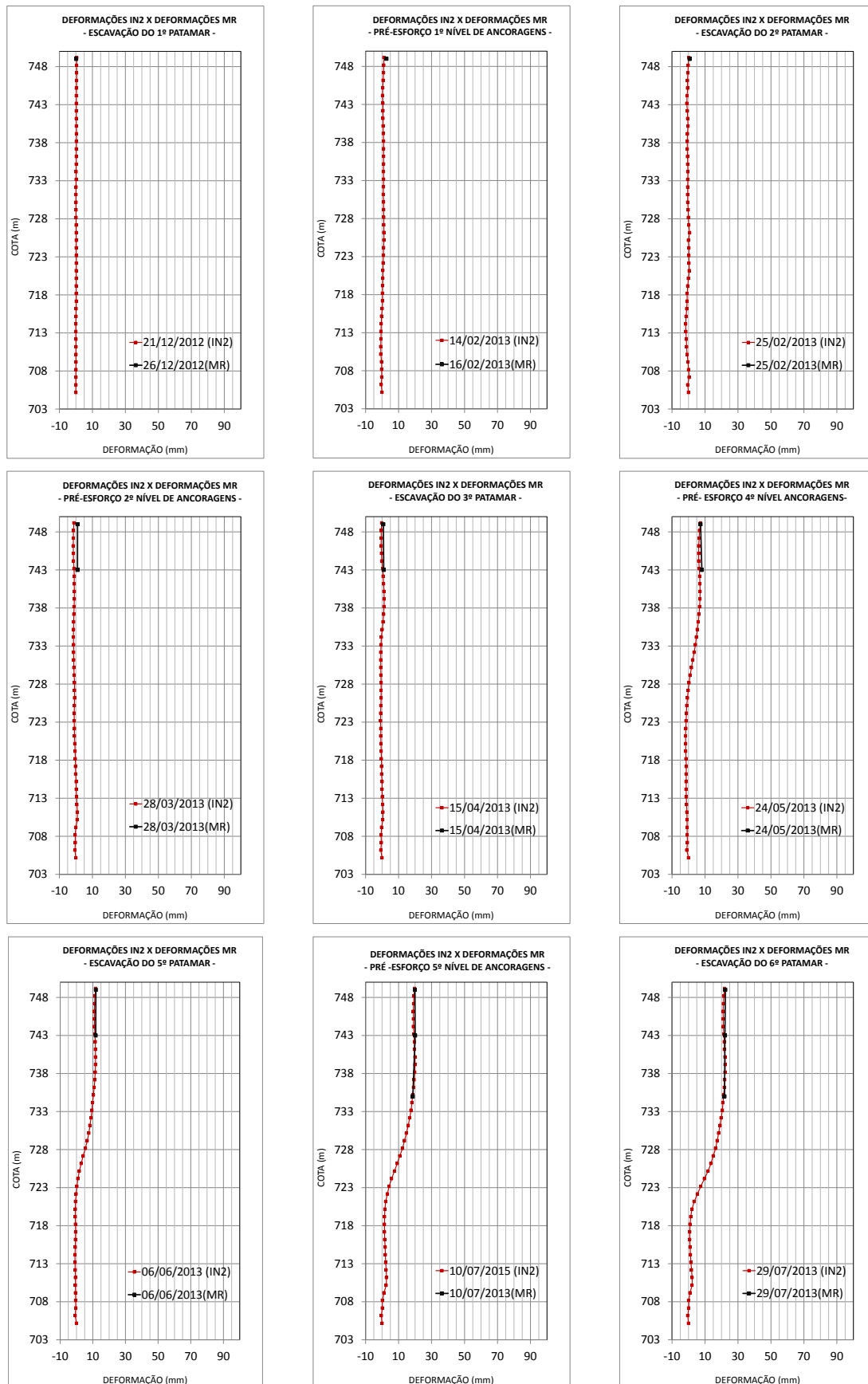


Figura 4.5: Leituras do inclinômetro IN2 x leituras corrigidas dos marcos refletor - Painel S14.

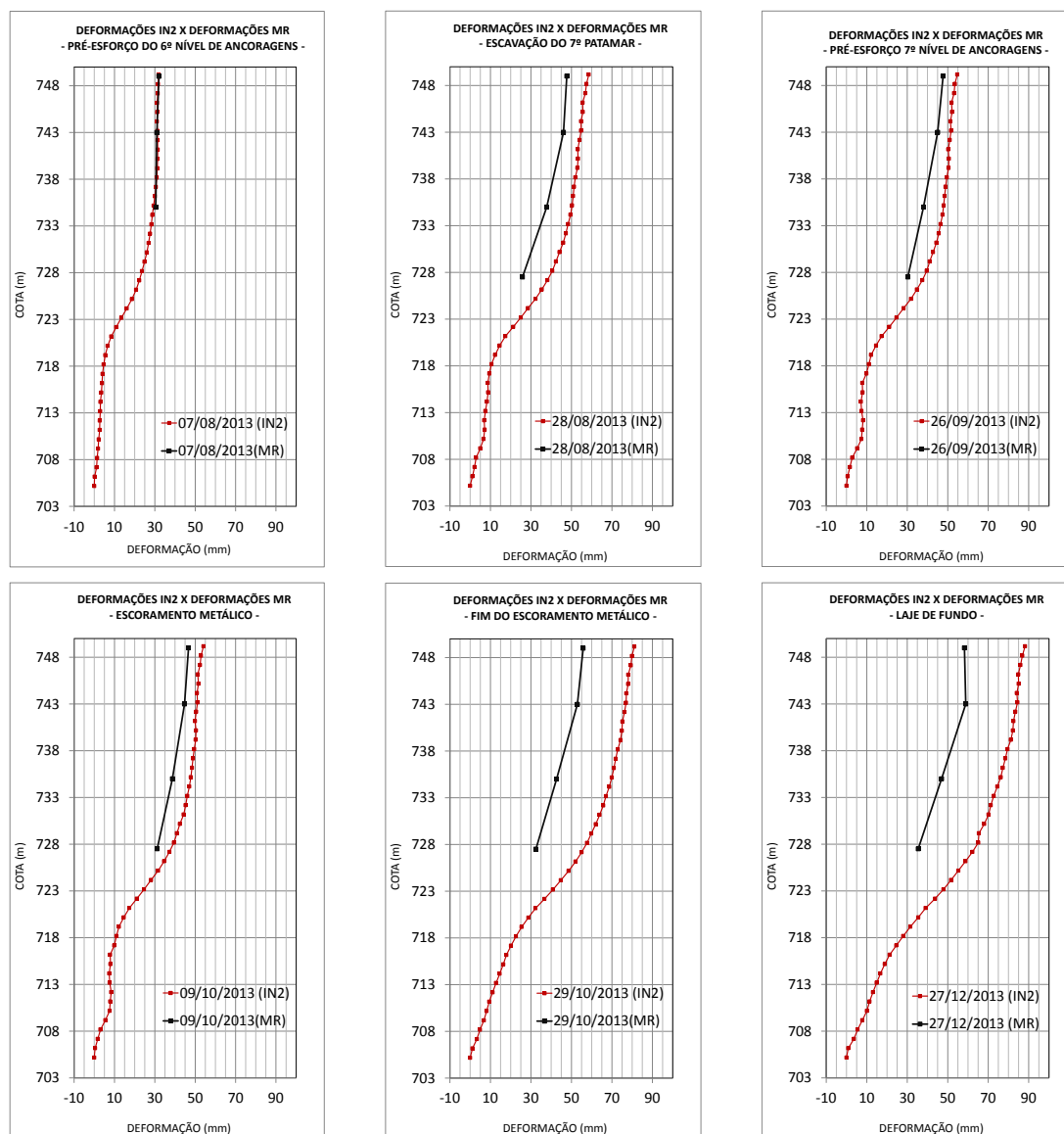


Figura 4.6: Leituras do inclinômetro IN2 x leituras corrigidas dos marcos refletor - Painel S14.

→ A partir de finais de agosto de 2013, regista-se uma maior diferença entre as leituras do inclinômetro IN2 e as leituras dos marcos refletor. Entre finais de agosto e início de outubro, as diferenças oscilam entre 5 mm a 12 mm, mantendo-se o paralelismo entre curvas.

→ A discrepância maior é observada a partir de finais de outubro, quando se observa um grande salto ou grande afastamento entre as curvas inclinométricas e as curvas corrigidas dos marcos refletor, com diferenças entre leituras de 23 mm a 30 mm, sendo os valores mais elevados de deformação associados ao inclinômetro. Mantém-se o paralelismo entre curvas.

Os resultados obtidos após a projeção dos dados, evidenciam boa concordância entre as leituras do inclinômetro e as leituras dos marcos refletores até o início do mês de agosto, a partir de finais de agosto inicia-se uma discrepância entre leituras que é agravada durante o mês de outubro, quando se observa um salto ou um incremento de deformação experimentada pelo inclinômetro IN2 não acompanhada pelos marcos refletores.

Face aos resultados observados, importa referir o seguinte:

→ O afastamento de alguns milímetros entre as curvas inclinométricas e curvas dos marcos refletores é considerado admissível pela questão da não coincidência das datas, referida anteriormente no subcapítulo 4.2, e pelos próprios erros associados a cada uma das medições.

→ Nas diferenças observadas entre o inclinômetro IN2 e marcos refletores é sempre o inclinômetro a apresentar as maiores deformações.

→ As leituras provenientes dos marcos refletores apresentam maiores variações, ou oscilações, comparativamente às leituras do inclinômetro.

→ De acordo com o Relatório Técnico de Acompanhamento em Obra referente ao mês de Agosto (2013k), esta discrepância de comportamento entre os inclinômetros e os marcos refletores foi alvo de atenção pelas empresas envolvidas com a obra, a empresa responsável pela instrumentação atribuiu o salto observado nas leituras inclinométricas à troca do equipamento de medição (torpedo) que ocorreu em agosto de 2013, período coincidente com o comportamento anômalo observado nos inclinômetros.

→ Contudo, interessa salientar que os registros dos marcos refletores embora com menor grandeza de deformações, evidenciam um salto de deformação a partir de agosto de 2013. Tal comportamento, corrobora o comportamento dos inclinômetros neste mesmo período. Assim, considera-se que a mudança de equipamento poderá ter influenciado a grandeza das deformações experimentadas pelos inclinômetros, mas não estará relacionada com a tendência de comportamento evidenciada por estes instrumentos a partir do mês de agosto.

Pelas observações expostas, recomenda-se que a partir de finais de agosto de 2013 a grandeza dos valores de deformação a ser considerada para ajuste dos modelos durante a retro análise do painel S14 seja a proveniente dos marcos refletores.

5. ESTAÇÃO EUCALIPTOS – ESTUDO DO COMPORTAMENTO DO PAINEL S14

5.1. Introdução

Pretende-se neste capítulo apresentar o estudo do comportamento do painel S14 da Estação Eucaliptos, efectuado com recurso ao Programa *Plaxis 2D – Finite Element for Soil and Rock Analyses*, versão 8.2.

Trata-se de um programa de análise bidimensional que simula o comportamento de maciços submetidos a alterações nos seus estados de tensão, utilizando para tal o método dos elementos finitos. Esta análise permite que a escavação da estação seja analisada de forma faseada, ou seja, em função dos incrementos de tensões promovidos pela escavação, obtendo-se após processamento do modelo, o comportamento da secção em termos de deformações e esforços instalados.

Face às diferenças observadas entre o comportamento previsto em projeto executivo e o comportamento registado pela instrumentação durante o avanço da escavação, foram desenvolvidas análises numéricas para simular o comportamento da escavação e posteriormente avaliar qual ou quais os pressupostos de projeto que poderão ter sido menos realistas.

A análise do comportamento da obra consistiu na elaboração de modelos geotécnico-estruturais cujas deformadas se ajustassem o melhor possível às curvas da instrumentação.

Os modelos analisados foram criados no programa PLAXIS 2D, considerando estado plano de deformação, com malha de elementos triangulares com 15 nós. O perfil geológico considerado foi construído com base nos levantamentos de frente da escavação descritos nos Relatórios de Acompanhamento Técnico em Obra. Elaborou-se uma compilação destas descrições e cortes para cada uma das fases de escavação e obteve-se o modelo geológico final considerado na análise numérica, cuja descrição se apresenta na Figura 3.5, subcapítulo 3.2.

A parametrização geotécnica adotada no modelo inicial, designado modelo A6, foi estabelecida com base nos valores médios da parametrização apresentada na Memória de

Cálculo do Projeto Executivo da Estação Eucaliptos (2012f), descrita no Quadro 2.2, subcapítulo 2.3.

Os valores dos parâmetros característicos das estruturas nomeadamente, parede moldada, ancoragens e escoras, foram calculados de acordo com os elementos facultados na referida memória, Memória de Cálculo do Projeto Executivo da Estação Eucaliptos (2012f), descrita no Quadro 2.1, subcapítulo 2.2.

Conforme as Normas Técnicas da Companhia de Metropolitano de São Paulo - “Diretrizes para o Cálculo das Obras Executadas pelo Método da Trincheira” (2008) e de acordo com a Memória de Cálculo do Projeto Executivo da Estação Eucaliptos (2012f), as sobrecargas consideradas a tardo de contenção foram: uma sobrecarga uniforme de 35kPa ao longo de uma faixa com 1,5 m de largura adjacente à estrutura de suporte e outra sobrecarga adjacente à primeira com o valor de 10 kPa.

As análises numéricas foram realizadas em tensões efetivas, os horizontes arenosos foram considerados drenados e os horizontes argilosos foram considerados não drenados. A opção não drenada é utilizada para permitir considerar o desenvolvimento de pressões neutras nos horizontes argilosos. Nestes casos, deve-se introduzir para a caracterização destes horizontes argilosos, os parâmetros em termos de tensões efetivas e não em tensões totais, uma vez que o programa, para além da rigidez e resistência do solo, acrescenta uma rigidez adicional para a água e distingue entre tensões totais, tensões efetivas e excesso de pressão neutra (Plaxis Version 8, 2002b).

O maciço foi admitido como homogéneo, isotrópico e elasto-plástico perfeito com critério de rotura tipo *Mohr-Coulomb*.

A geometria das ancoragens e escoras, bem como o faseamento construtivo adotado na modelação, estão em conformidade com o projeto, com as peças desenhadas e com a descrição apresentada nos Relatórios de Acompanhamento Técnico de Obra.

5.2. Secção Estudada – SC06, Painei S14

Conforme referido no capítulo anterior, a análise do comportamento da obra, começou pela escolha da secção e do painel a ser analisado, para tal seleccionaram-se os painéis com maior número de instrumentos, no próprio painel e a tardo, e onde os comportamentos observados foram mais distanciados dos comportamentos previstos. Atendendo a estes critérios, optou-se por modelar o comportamento da obra na secção

SC06 situada a meio vão da escavação, nomeadamente o comportamento do painel S14 onde se observaram os piores resultados em termos de deformações. Os instrumentos instalados na zona do painel S14 estão descritos nas Figuras 3.3 e 3.4, subcapítulo 3.1.

No Quadro 5.1 apresentam-se as características geométricas das ancoragens realizadas nos painéis a meio vão da escavação, bem como o pré esforço instalado.

Quadro 5.1: Características das ancoragens (Geodata - Consórcio Linha 5 Metrô de São Paulo, 2012f)

Nível	L_{LIVRE} (m)	L_{BOLBO} (m)	L_{TOTAL} (m)	Espaçamento horizontal (m)	Inclinação ($^{\circ}$)	Pré-Esforço (kN)	Cota de instalação (m)	Cota patamar de escavação (m)
1	28	8	36	1,25	15	550	745,28	744,78
2	26	10	36	2,50	15	700	741,28	740,78
3	24	15	39	1,25	15	1000	737,28	736,78
4	22	12	34	2,50	15	1000	733,28	732,78
5	19	15	34	1,25	15	1000	729,28	728,78
6	18	15	33	1,25	15	1000	726,28	725,78
7	10	15	25	2,50	15	1080	722,67	722,17

Importa referir, conforme Figura 3.3 apresentada no subcapítulo 3.1, que a cota do terreno a tardo da estrutura de contenção é 750, 28 m, a cota do topo da contenção é 749,78 m e a cota de escavação para a implantação da laje de fundo é 719,17 m.

5.3. Parâmetros estruturais

De acordo com a Memória de Cálculo do Projeto Executivo da Estação Eucaliptos (2012f) e conforme apresentado no Quadro 2.1, subcapítulo 2.2, o betão utilizado caracteriza-se por um valor de f_{ck} de 30 MPa ($f_{cd} = 20$ MPa), peso específico 25 KN/m³, tendo-se adotado um módulo de deformabilidade de 26 GPa. O aço utilizado é equivalente ao A500NR ($f_{yd} = 435$ MPa). As paredes moldadas apresentam 1,0 m de espessura, tendo-se adotado um comportamento elástico-linear. O recobrimento das armaduras da parede moldada é de $7,0 \pm 0,5$ cm (Geodata - Consórcio Linha 5 Metrô de São Paulo, 2012f).

De acordo com a Memória de Cálculo do Projeto Executivo da Estação Eucaliptos (2012f), a interface solo/cortina foi considerada rígida e sem redução de resistência.

O cálculo da rigidez axial (EA) e da rigidez de flexão (EI) da estrutura de contenção foi realizado por metro de extensão desta, conforme se descreve a seguir:

$$EA = E \times \text{Área} = 26 \times 10^6 \times 1 \times 1 = 26 \times 10^6 \text{ KN/m}$$

$$EI = E \times \text{Inércia} = 26 \times 10^6 \times (1 \times 1^3 / 12) = 2.17 \times 10^6 \text{ KNm}^2/\text{m}$$

O coeficiente de Poisson adotado para a parede em betão foi de 0,15. O peso da parede moldada considerado no modelo foi obtido pelo produto do peso volúmico da parede pela espessura desta, uma vez que é introduzido como uma força por unidade de área, obtendo-se neste caso, 25 KN/m².

Nas ancoragens utilizaram-se cordões de aço 190 RB ($f_{yk} = 1708 \text{ MPa}$), com um módulo de deformabilidade de 200 GPa e um coeficiente de Poisson de 0.25 (Geodata - Consórcio Linha 5 Metrô de São Paulo, 2012f).

De acordo com a Memória de Cálculo do Projeto Executivo da Estação Eucaliptos (2012f) e com a Norma Brasileira “Cordoalhas de aço para estruturas de concreto protendido – Especificações” (NBR 7483, 2008), o diâmetro nominal dos varões é 12,7 mm, representando uma área nominal de aço de 98,7 mm².

No programa *Plaxis* a ancoragem é simulada com dois elementos, o comprimento livre designado *anchor*, e o bolbo de selagem, designado *geogrid*, sendo os parâmetros de resistência e deformação atribuídos em separado para cada parte constituinte da ancoragem. A principal propriedade da ancoragem é a rigidez axial, parâmetro EA, definido em função da secção de aço da ancoragem e do módulo de deformabilidade do aço das ancoragens:

$$EA = E \times \text{Área}, \text{ sendo:}$$

$$\text{Área} = \text{número de cordões da ancoragem} \times \text{área útil de cada cordão};$$

$$E = 200 \text{ GPa}.$$

O número de cordões é variável consoante a posição da ancoragem na estrutura de contenção, sendo crescente no sentido dos níveis superiores para os níveis inferiores, conforme se apresenta no Quadro 5.2.

No programa *Plaxis*, a rigidez axial da ancoragem (EA) para o bolbo de selagem deve ser introduzida em unidade de força por unidade de comprimento na direção fora do plano (KN/m). Para o comprimento livre da ancoragem, este parâmetro deve ser introduzido por ancoragem, em unidade de força (kN/ancoragem), uma vez que o segundo parâmetro de

entrada referente ao comprimento livre, é o espaçamento entre ancoragens. No Quadro 5.2 apresentam-se os parâmetros utilizados para a modelação das ancoragens.

Quadro 5.2: Parâmetros das Ancoragens

Nível de ancoragem	Nº de cordões	Espaçamento horizontal (m)	A (mm ²)	EA _{ANCHOR} (KN)	EA _{GEOGRID} (KN/m)
1º	6	1,25	592,2	$1,184 \times 10^5$	$9,472 \times 10^4$
2º	10	2,50	987,0	$1,974 \times 10^5$	$7,896 \times 10^4$
3º	12	1,25	1184,4	$2,369 \times 10^5$	$1,895 \times 10^5$
4º	12	2,50	1184,4	$2,369 \times 10^5$	$9,475 \times 10^4$
5º	12	1,25	1184,4	$2,369 \times 10^5$	$1,895 \times 10^5$
6º	12	1,25	1184,4	$2,369 \times 10^5$	$1,895 \times 10^5$
7º	12	1,25	1184,4	$2,369 \times 10^5$	$1,895 \times 10^5$

Quanto ao escoramento metálico instalado no final da obra, as escoras foram posicionadas com espaçamentos horizontais de 5 m e sem contraventamentos, de forma a interferir minimamente com o acesso vertical à escavação. Utilizou-se um perfil CS 600 x 281, tendo-se adotado um perfil duplo (Geodata - Consórcio Linha 5 Metrô de São Paulo, 2013b).

A rigidez axial (EA) destes elementos é introduzida por escora, em unidade de força, tendo sido calculada da seguinte forma:

$$E = 200 \text{ GPa}$$

$$A_{\text{SECCÃO}} = 0,03576 \text{ m}^2 \times 2 = 0,07152 \text{ m}^2$$

$$EA = E \times \text{Área} = 1,43 \times 10^7 \text{ KN}$$

Além da rigidez axial, é introduzido no programa o espaçamento horizontal entre escoras, designado L_s , correspondente a 5 m e o comprimento equivalente desta, que corresponde à metade da largura da escavação, 12 m.

5.4. Faseamento Construtivo – Pannel S14

As análises numéricas realizadas contemplaram o avanço da escavação em função de cada uma das etapas de trabalho do processo construtivo. O faseamento referente à escavação na zona do pannel S14, foi definido conforme descrito no Quadro 3.2, subcapítulo 3.3. Descreve-se no Quadro 5.3 cada uma das etapas do faseamento construtivo consideradas na análise numérica.

Quadro 5.3: Faseamento Construtivo para a Análise Numérica (Painel S14)

Data		Fase	Descrição
2012	Março a dezembro	Fase 1	Construção da parede moldada, ativação das sobrecargas.
	Final novembro a início dezembro	Fase 2	Escavação do primeiro patamar à cota 744,78 m.
2013	Final dezembro a início de fevereiro	Fase 3	Instalação e pré-esforço do primeiro nível de ancoragens à cota 745,28 m.
	Meados de fevereiro	Fase 4	Escavação do segundo patamar à cota 740,78 m.
	Início de março	Fase 5	Instalação e pré-esforço do segundo nível de ancoragens à cota 741,28 m.
	Início a meados de abril	Fase 6	Escavação do terceiro patamar à cota 736,78 m.
	Início de maio	Fase 7	Instalação e pré-esforço do terceiro nível de ancoragens à cota 737,28 m.
	Início a meados de maio	Fase 8	Escavação do quarto patamar à cota 732,78 m.
	Final de maio	Fase 9	Instalação e pré-esforço do quarto nível de ancoragens à cota 733,28 m.
	Início de junho a início de julho	Fase 10	Escavação do quinto patamar à cota 728,78 m.
	Meados de junho a Início de julho	Fase 11	Instalação e pré-esforço do quinto nível de ancoragens à cota 729,28 m.
	Final de julho	Fase 12	Escavação do sexto patamar à cota 725,78 m.
	Início de agosto	Fase 13	Instalação e pré-esforço do sexto nível de ancoragens à cota 726,28 m.
	Meados de agosto a início de setembro	Fase 14	Escavação do sétimo patamar à cota 722,17 m.
	Meados de setembro	Fase 15	Instalação e pré-esforço do sétimo nível de ancoragens à cota 722,67 m.
	Final de setembro a fim de outubro	Fase 16	Colocação do escoramento metálico.
	Novembro a final de dezembro	Fase 17	Escavação para a laje de fundo à cota 719, 17 m e betonagem da laje.

5.5. Análise Numérica – Painel S14

A análise numérica foi desenvolvida tendo por base diferentes modelos, idênticos na geometria, com variações na parametrização geotécnica, condições freáticas e condições de sobrecarga.

De entre os vários parâmetros possíveis de ajuste, optou-se por ajustar os resultados da deformação da parede por ser aquele em que se tem maior confiança, de entre os resultados da instrumentação. Assim, o parâmetro alvo de comparação foram as deformações horizontais da cortina (U_x), através da análise do modelo numérico obtiveram-se as deformadas do *Plaxis* que foram posteriormente comparadas às deformadas provenientes do inclinómetro e marcos refletos corrigidos.

Neste estudo, foram experimentados vários modelos, contudo, a descrição que aqui se apresenta fará referência apenas a alguns destes modelos.

Na Figura 5.1 ilustra-se a geometria e o perfil geológico adotado em todos os modelos analisados.

As características das ancoragens instaladas foram descritas nos Quadros 5.1 e 5.2 anteriormente apresentados.

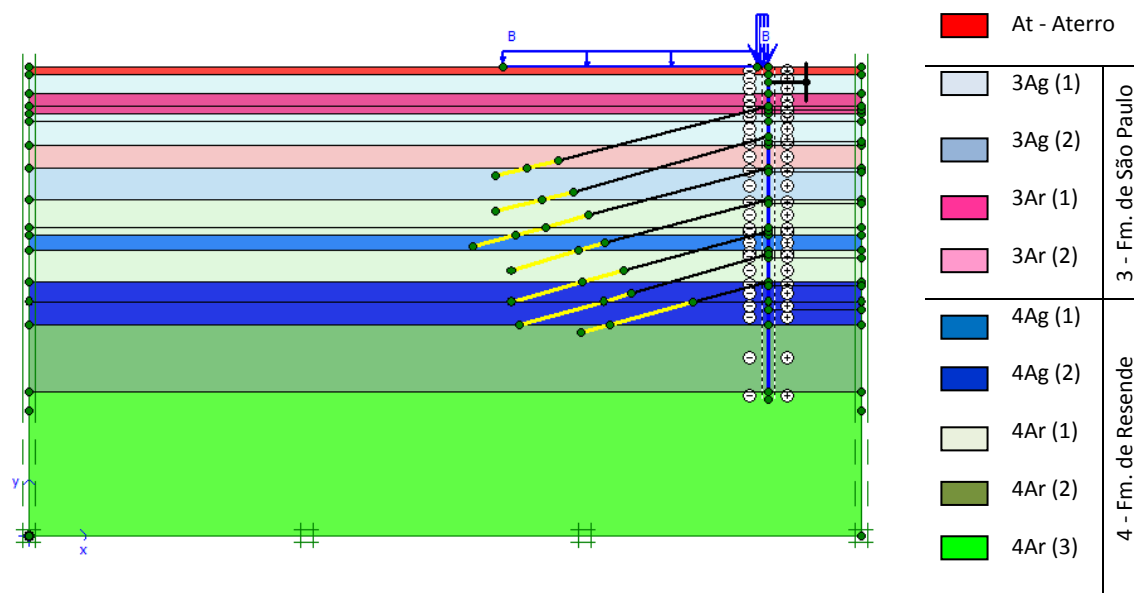


Figura 5.1: Geometria e perfil geológico dos modelos analisados, Ag: argilas, Ar: areias (*Plaxis* v. 8.2).

5.5.1. Modelo A6 – Condições da Memória de Cálculo

O primeiro modelo processado designado modelo A6, considerou os valores médios da parametrização geotécnica proposta na Memória de Cálculo do Projeto Executivo da Estação Eucaliptos (2012f), descrita no Quadro 2.2, subcapítulo 2.3.

No que diz respeito às condições freáticas, considerou-se atuar sobre a contenção um diagrama triangular de dois ramos conforme proposto no Projeto Executivo pela Geodata e confirmado pela instrumentação, ilustrado na Figura 3.20, subcapítulo 3.3. Este modelo é caracterizado pela existência de dois níveis freáticos, o primeiro na Formação de São Paulo e o segundo nas areias basais da Formação de Resende (4Ar) à cota do pé da contenção. Na Formação de São Paulo, o diagrama de pressões cresce linearmente com a profundidade; após entrada na Formação de Resende o diagrama é decrescente até atingir a pressão zero no pé da contenção.

A única alteração considerada na análise numérica relativamente às condições freáticas previstas em projeto foi a seguinte: o nível freático inicial na Formação de São Paulo foi admitido à cota 745,0 m, conforme indicação dos piezômetros, considerando ainda o rebaixamento do nível freático durante a escavação do primeiro patamar à cota 744,78 m, e novo rebaixamento durante a escavação do segundo patamar à cota 740,78 m (ambos na Formação de São Paulo). A partir da escavação do terceiro patamar até ao patamar final, o nível freático na Formação de São Paulo foi mantido à cota 740,78 m. Os níveis assim definidos estão dentro dos limites da informação piezométrica e permitem maior simplicidade na modelação em *Plaxis*.

Na Figura 5.2 apresenta-se o modelo do *Plaxis* com os níveis freáticos considerados. No Quadro 5.4 apresenta-se a parametrização geotécnica adotada. No Quadro 5.5 descrevem-se as condições freáticas assumidas.

As pressões hidrostáticas foram calculadas com base nas superfícies piezométricas e não como sendo resultado de um cálculo envolvendo percolação. Tal procedimento foi adotado em todas as análises realizadas por um lado, devido aos problemas de convergência no cálculo do fluxo que se verificam com frequência na versão 8.2 do *Plaxis* e por outro, pela dificuldade em obter dados fiáveis que permitissem uma análise mais elaborada. Esta opção foi tomada após se constatar problemas no cálculo do fluxo subterrâneo relacionados com a falta de convergência ou com resultados pouco coerentes.

A constatação destes problemas durante a modelação justificou a consulta a profissionais desta área (engenheiros da empresa projetista Geodata) que aconselharam a realização da modelação sem o cálculo do fluxo quando em trabalhos realizados com a versão 8.2 do *Plaxis*.

Quadro 5.4: Parametrização Geotécnica - Modelo A6

Modelo solo:		Mohr - Coulomb				
Parâmetros		Aterro	3Ag1,2	3Ar1,2	4Ag1,2	4Ar1,2,3
$\gamma_{\text{não sat}}$	kN/m ³	16	17	19	19	19
γ_{sat}	kN/m ³	18	20	21	21	21
k_x	m/dia	$8,64 \times 10^{-03}$	$4,32 \times 10^{-03}$	0,432	$8,64 \times 10^{-05}$	0,864
k_y	m/dia	$8,64 \times 10^{-03}$	$4,32 \times 10^{-03}$	0,432	$8,64 \times 10^{-05}$	0,864
E	MPa	18	35	40	55	60
C	kN/m ²	10	65	1	70	1
ϕ	°	20	20	32	22	33
ψ	°	0	0	0	0	0
ν	-	0,30	0,33	0,30	0,33	0,30
Comportamento:		Drenado	Não drenado	Drenado	Não drenado	Drenado

Quadro 5.5: Condições freáticas adotadas no Modelo A6

Número de níveis freáticos: 2		
Condições freáticas	Horizonte	Observações
Cota 1º nível (m): 745,0 m	3Ar1	Formação de São Paulo
Cota 1º rebaixamento: 744,8 m	-	Fase: 1º patamar de escavação
Cota 2º rebaixamento: 740,8 m	-	Fase: 2º patamar de escavação
Cota 2º nível (m): 708,8 m	4Ar3	Formação Resende

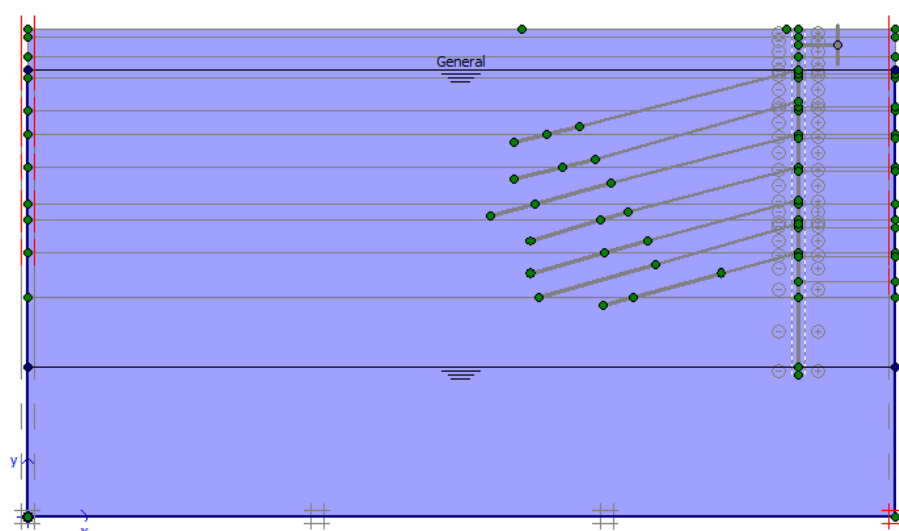


Figura 5.2: Condições freáticas do Modelo A6 (*Plaxis v. 8.2*).

Nas Figuras 5.3 a 5.5 apresentam-se os resultados em termos de deformações obtidos para algumas fases da escavação.

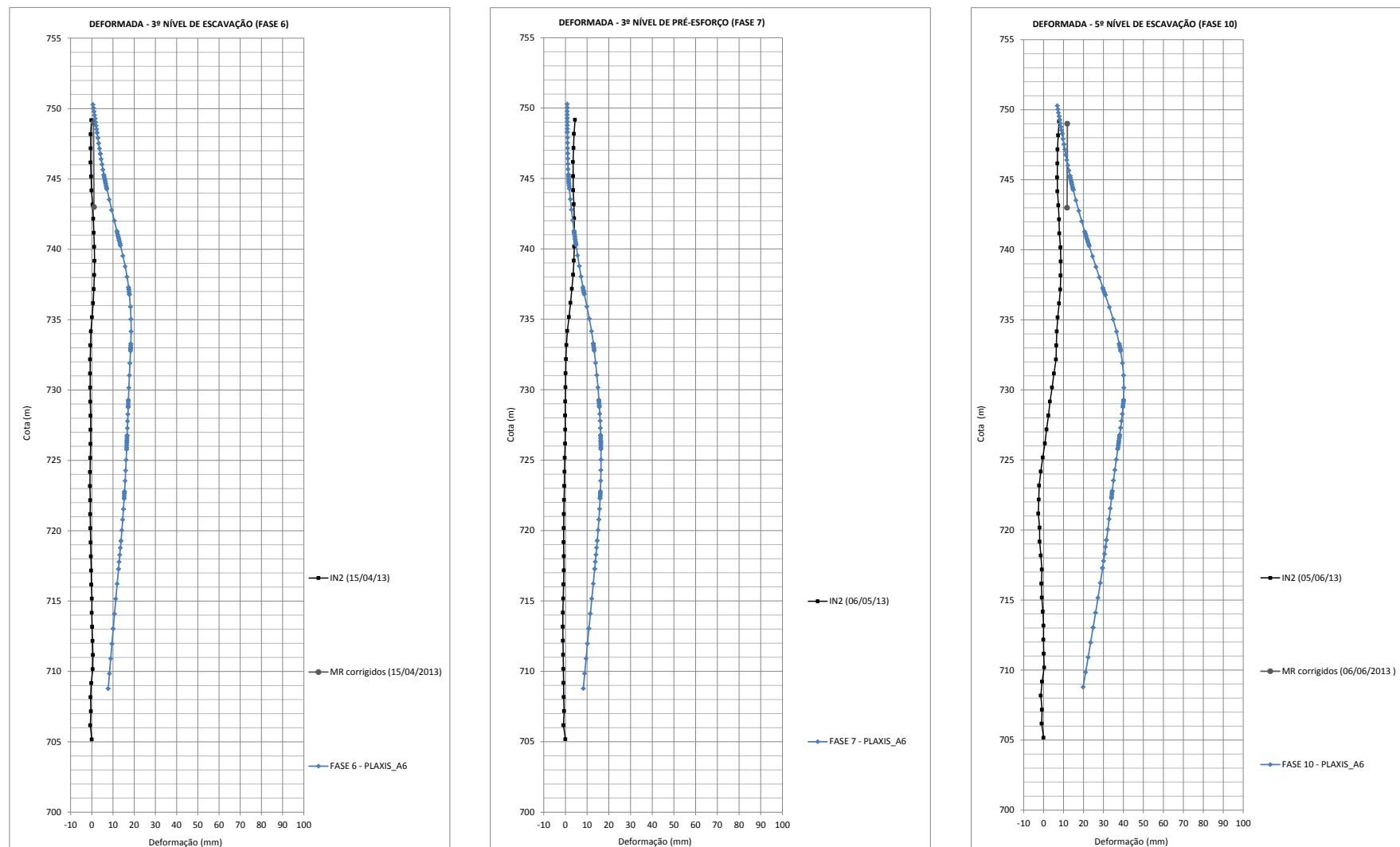


Figura 5.3: Deformações horizontais da cortina. Modelo A6 (Plaxis v. 8.2).

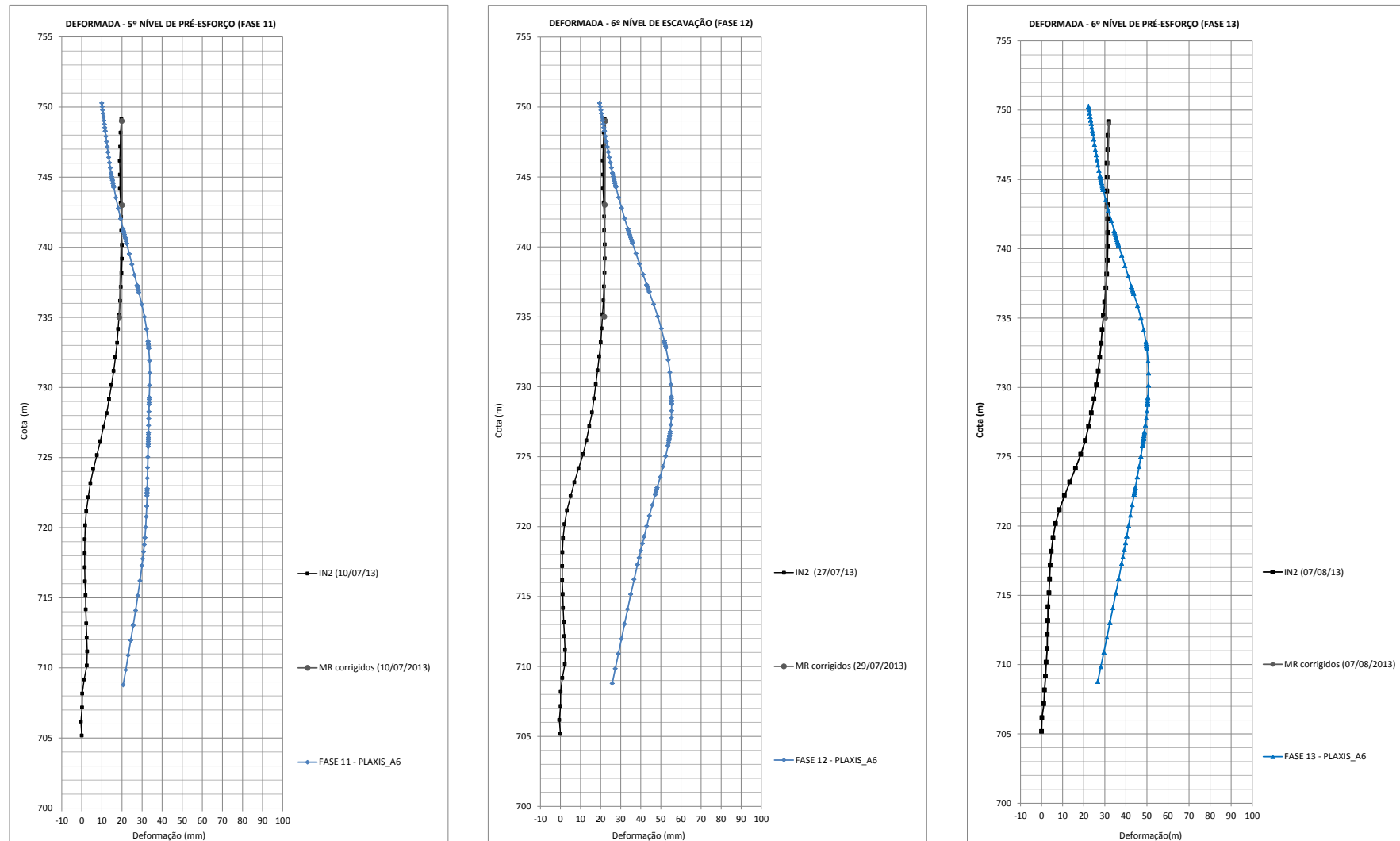


Figura 5.4: Deformações horizontais da cortina. Modelo A6 (Plaxis v. 8.2).

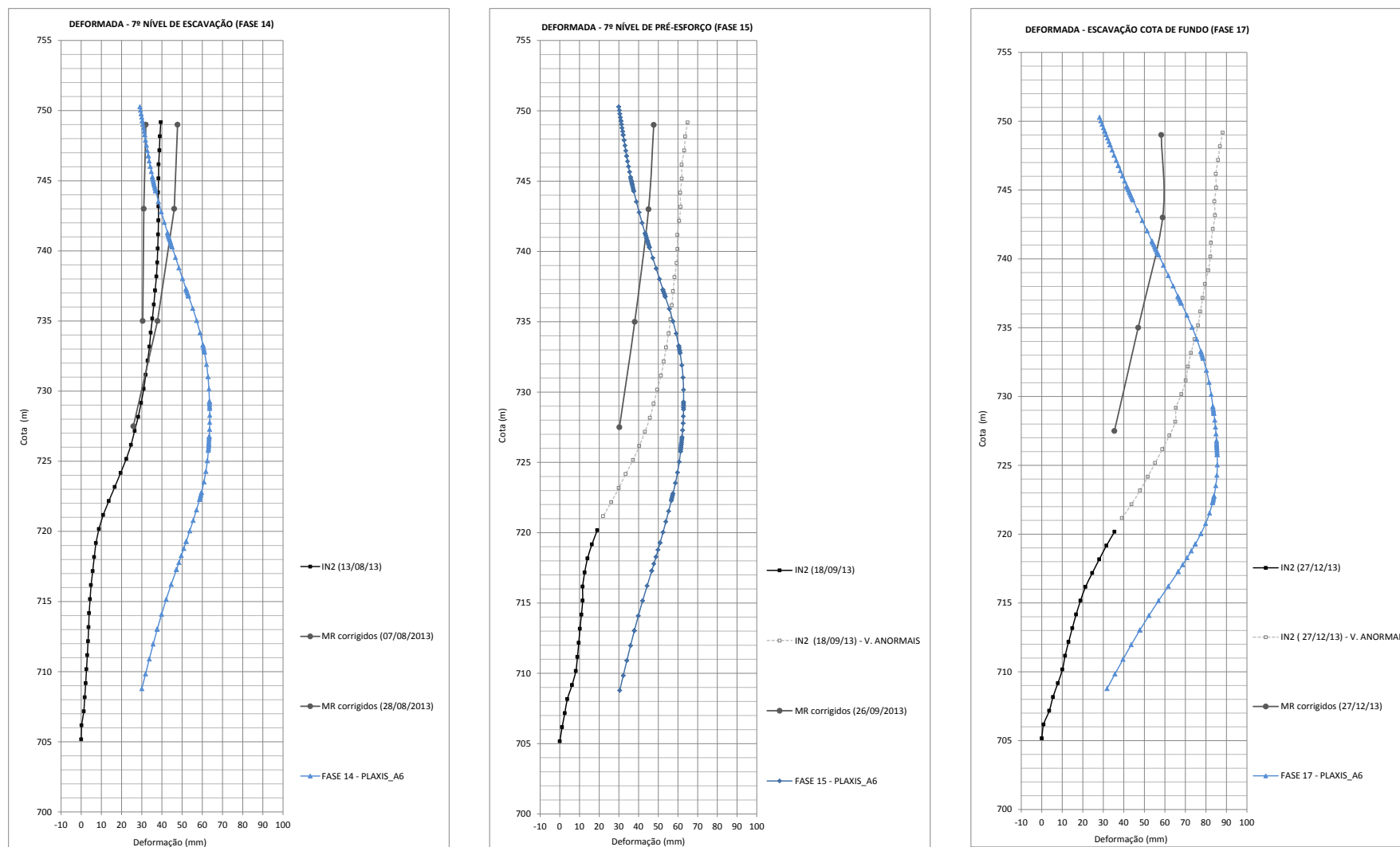


Figura 5.5: Deformações horizontais da cortina. Modelo A6 (Plaxis v. 8.2).

As curvas resultantes deste modelo evidenciam o seguinte comportamento:

- Significativa deformabilidade do maciço em profundidade, caracterizada pela acentuada “barriga” da cortina entre as cotas 735 m a 720 m e ainda pelo acentuado deslocamento da cortina na zona do encastramento.
- Não foi observado qualquer paralelismo entre as curvas do modelo e as curvas da instrumentação ao longo das fases analisadas.
- Nas fases finais da obra, a deformação no topo da contenção observada no modelo fica aquém da deformação registada pela instrumentação.
- Importa assinalar o significativo afastamento da curva do modelo à curva da instrumentação em todas as fases da obra.

Considera-se que o principal parâmetro que estará a condicionar as deformações da cortina é a rigidez do solo, sendo assim, optou-se por avaliar um modelo em que fosse atribuída uma maior rigidez ao solo em profundidade.

5.5.2. Modelo A9 – Aumento de rigidez na Fm. de São Paulo e na Fm. de Resende

Após observação da deformada do modelo A6, optou-se por aumentar a rigidez do solo em profundidade, abaixo da cota 740 m, através do aumento do módulo de deformabilidade (E). Para tal, procedeu-se à subdivisão de alguns horizontes de forma a atribuir parâmetros de rigidez crescentes em profundidade.

Optou-se ainda por considerar os horizontes de areias basais da Formação de Resende com compacidade crescente em profundidade, individualizando-se neste horizonte três sub-horizontes distintos com compacidade crescente, aumentando-se o valor do ângulo de atrito nos sub-horizontes mais profundos.

Nos Quadros 5.6 e 5.7 apresenta-se a parametrização geotécnica adotada, assinala-se a cinzeno os horizontes e os parâmetros que foram sujeitos à alteração, apresenta-se dentro de parênteses o valor do parâmetro antes da alteração (adotado no modelo anterior). As condições freáticas consideradas são idênticas às adotadas no modelo A6 descritas no Quadro 5.5 e na Figura 5.2, item 5.5.1, correspondentes à Figura 3.20 do subcapítulo 3.3.

Conforme referido anteriormente, as pressões hidrostáticas foram calculadas com base nas superfícies piezométricas e não através do cálculo do fluxo subterrâneo.

Quadro 5.6: Parametrização Geotécnica - Modelo A9

Modelo solo:		Mohr - Coulomb				
Parâmetros		Aterro	3Ag1,2(1)	3Ag1,2(2)	3Ar1,2(1)	3Ar1,2(2)
$\gamma_{\text{não sat}}$	kN/m ³	16	17	17	19	19
γ_{sat}	kN/m ³	18	20	20	21	21
k_x	m/dia	$8,64 \times 10^{-03}$	$4,32 \times 10^{-03}$	$4,32 \times 10^{-03}$	0,432	0,432
k_y	m/dia	$8,64 \times 10^{-03}$	$4,32 \times 10^{-03}$	$4,32 \times 10^{-03}$	0,432	0,432
E	MPa	18	35	50 (35)	40	60 (40)
C	kN/m ²	10	65	65	1	1
ϕ	°	20	20	20	32	32
ψ	°	0	0	0	0	0
ν	-	0,30	0,33	0,33	0,30	0,30
Comportamento:		Drenado	Não drenado	Não drenado	Drenado	Drenado

(): valor apresentado entre parêntesis corresponde ao valor atribuído ao parâmetro no modelo anterior.

Quadro 5.7: Parametrização Geotécnica - Modelo A9 (continuação)

Modelo solo:		Mohr - Coulomb			
Parâmetros		4Ag1,2	4Ar1,2,3(1)	4Ar1,2,3(2)	4Ar1,2,3(3)
$\gamma_{\text{não sat}}$	kN/m ³	19	19	19	19
γ_{sat}	kN/m ³	21	21	21	21
k_x	m/dia	$8,64 \times 10^{-05}$	0,864	0,864	0,864
k_y	m/dia	$8,64 \times 10^{-05}$	0,864	0,864	0,864
E	MPa	90 (55)	80 (60)	150 (60)	220 (60)
C	kN/m ²	70	1	1	1
ϕ	°	22	33	34 (33)	35 (33)
ψ	°	0	0	0	0
ν	-	0,33	0,30	0,30	0,30
Comportamento:		Não drenado	Drenado	Drenado	Drenado

(): valor apresentado entre parêntesis corresponde ao valor atribuído ao parâmetro no modelo anterior.

Os resultados obtidos são apresentados nas Figuras 5.6 a 5.8 para algumas fases da obra.

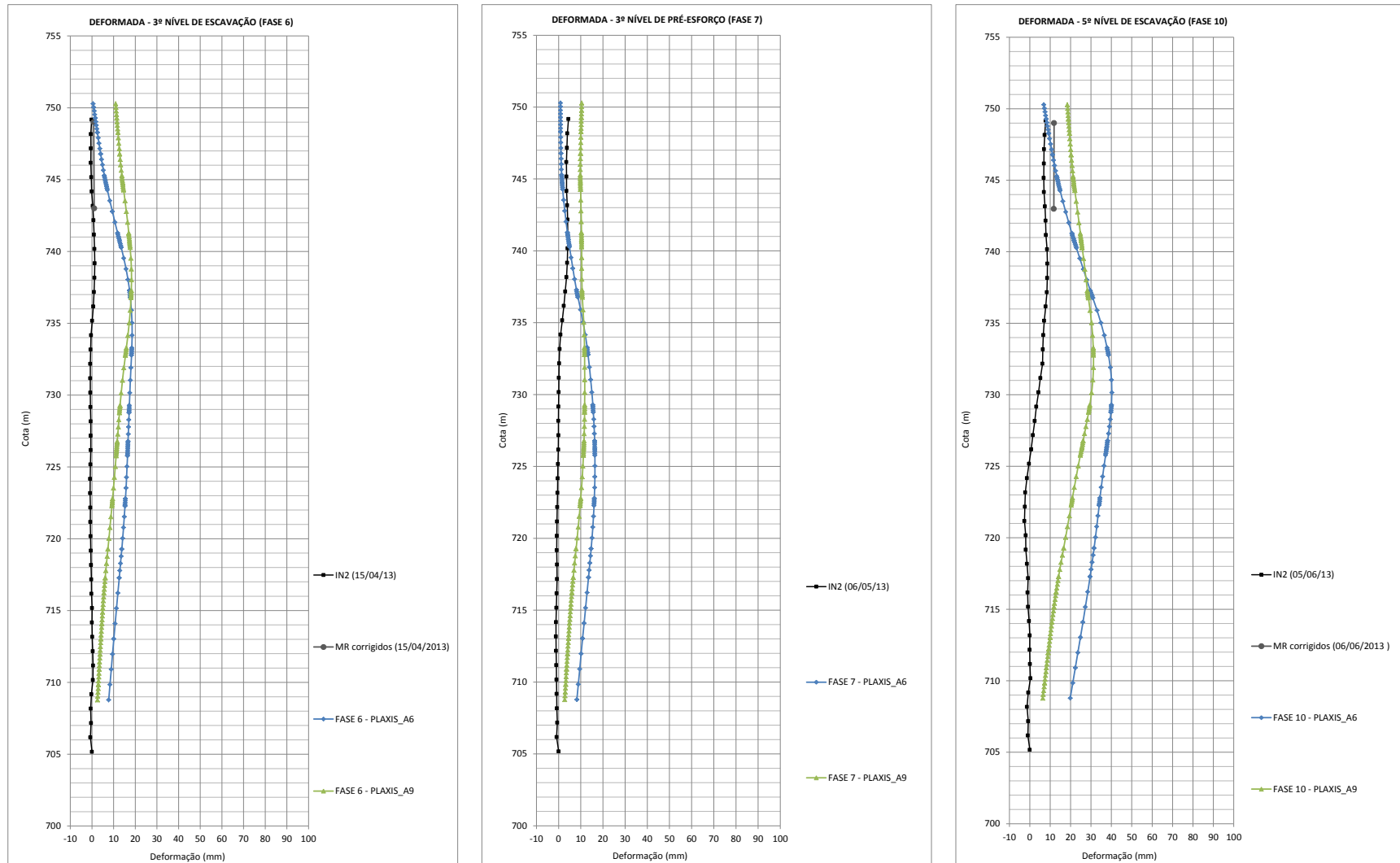


Figura 5.6: Deformações horizontais da cortina. Modelo A9 (Plaxis v. 8.2).

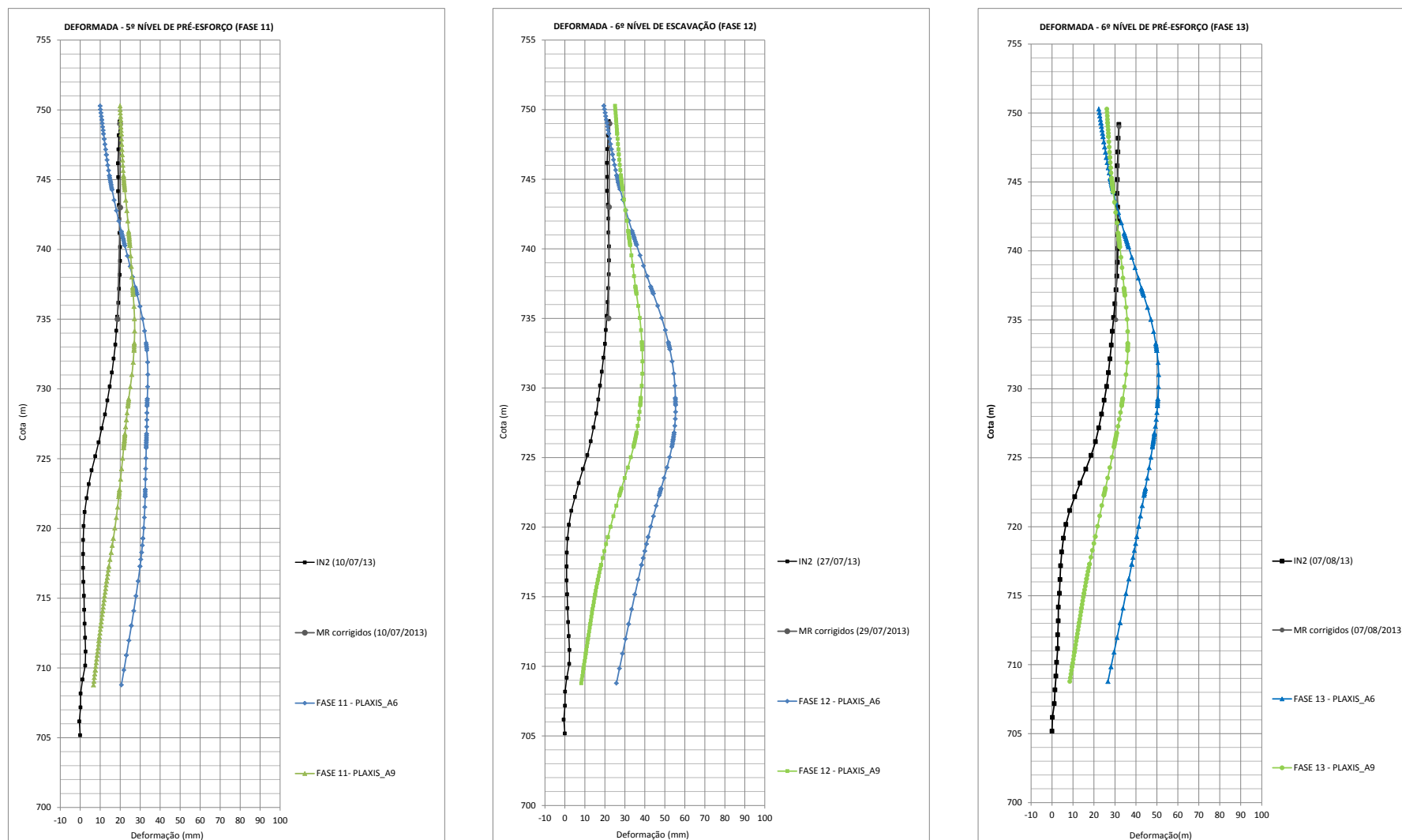


Figura 5.7: Deformações horizontais da cortina. Modelo A9 (Plaxis v. 8.2).

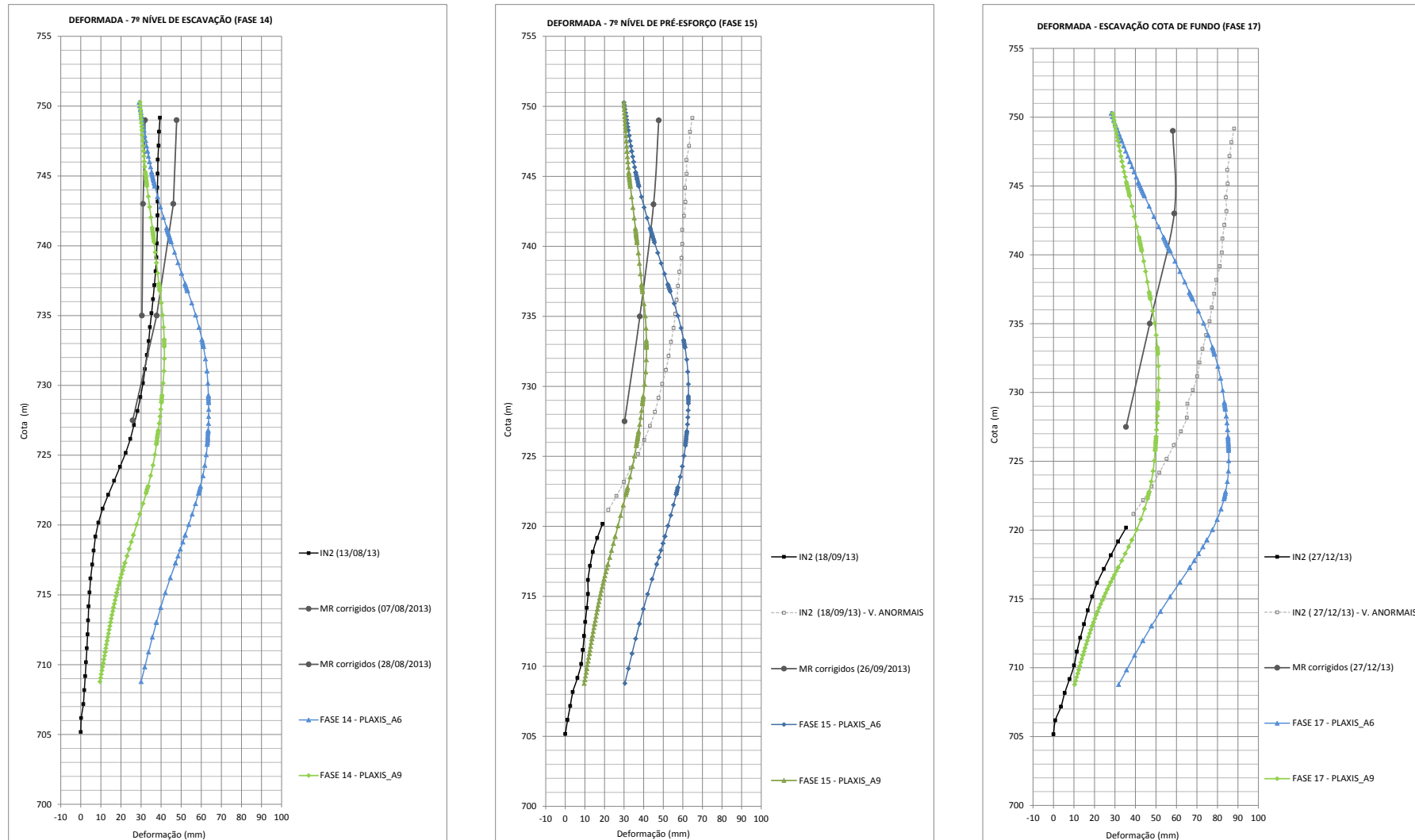


Figura 5.8: Deformações horizontais da cortina. Modelo A9 (Plaxis v. 8.2).

Dos resultados obtidos observa-se o seguinte:

→ No modelo A9 consegue-se uma deformada que se aproxima mais à curva da instrumentação comparativamente à deformada do modelo anterior (A6).

→ Observa-se uma diminuição na quantidade de deformação desde a zona da “barriga” (a meia altura da contenção) até ao pé da cortina, embora ainda com deformações acentuadas nesta zona.

→ Observa-se nas fases iniciais da obra até sensivelmente a escavação do sexto patamar, que o topo da curva do modelo ajusta-se bem ao topo da curva da instrumentação, ficando próximo desta. Nas fases finais da obra (a partir do sexto nível de pré-esforço), no topo da contenção, as diferenças entre as curvas da modelação e as curvas da instrumentação acentuam-se, as curvas da instrumentação apresentam muito maior deformação que as curvas modeladas.

→ Importa assinalar que as deformações no topo da contenção modelada nas fases finais da escavação, ainda estão muito aquém das deformações registadas pelas curvas da instrumentação.

As deformadas do modelo A9 evidenciam um melhor ajuste às curvas da instrumentação em termos de grandeza das deformações. Nas fases mais avançadas da obra, na parte inferior da contenção, consegue-se um melhor ajuste entre as curvas do modelo e as curvas da instrumentação. Faz-se exceção ao comportamento da metade superior da contenção, nas fases finais da escavação, onde desde meia altura da contenção até ao topo desta, as curvas do modelo deformam pouco comparativamente às curvas da instrumentação.

5.5.3. Modelo A14 – Aumento de rigidez nas Areias da Fm. de Resende

Pela observação dos modelos anteriores, verificou-se que um maior rácio entre os módulos de deformabilidade da Formação de Resende e os da Formação de São Paulo resultou em curvas com menor discrepância entre as deformadas máximas experimentadas pela contenção, resultando em deformadas mais ajustadas às curvas da instrumentação.

Assim, neste terceiro modelo, optou-se por considerar um aumento ainda maior nos módulos de deformabilidade das camadas inferiores, correspondentes às areias basais da

Formação de Resende (4Ar1, 4Ar2 e 4Ar3), mantendo-se inalterados todos os restantes parâmetros.

A parametrização geotécnica adotada está descrita nos Quadros 5.8 e 5.9, assinalam-se com a cor cinzenta os horizontes e os parâmetros sujeitos à alteração, apresenta-se dentro de parênteses o valor do parâmetro antes da alteração (adotado no modelo anterior).

Quadro 5.8: Parametrização Geotécnica - Modelo A14

Modelo solo:		Mohr - Coulomb				
Parâmetros		Aterro	3Ag1,2(1)	3Ag1,2(2)	3Ar1,2(1)	3Ar1,2(2)
$\gamma_{\text{não sat}}$	kN/m ³	16	17	17	19	19
γ_{sat}	kN/m ³	18	20	20	21	21
k_x	m/dia	$8,64 \times 10^{-03}$	$4,32 \times 10^{-03}$	$4,32 \times 10^{-03}$	0,432	0,432
k_y	m/dia	$8,64 \times 10^{-03}$	$4,32 \times 10^{-03}$	$4,32 \times 10^{-03}$	0,432	0,432
E	MPa	18	35	50	40	60
C	kN/m ²	10	65	65	1	1
ϕ	°	20	20	20	32	32
ψ	°	0	0	0	0	0
ν	-	0,30	0,33	0,33	0,30	0,30
Comportamento:		Drenado	Não drenado	Não drenado	Drenado	Drenado

Quadro 5.9: Parametrização Geotécnica - Modelo A14 (continuação)

Modelo solo:		Mohr - Coulomb			
Parâmetros		4Ag1,2	4Ar1,2,3(1)	4Ar1,2,3(2)	4Ar1,2,3(3)
$\gamma_{\text{não sat}}$	kN/m ³	19	19	19	19
γ_{sat}	kN/m ³	21	21	21	21
k_x	m/dia	$8,64 \times 10^{-05}$	0,864	0,864	0,864
k_y	m/dia	$8,64 \times 10^{-05}$	0,864	0,864	0,864
E	MPa	90	150 (80)	250 (150)	250 (220)
C	kN/m ²	70	1	1	1
ϕ	°	22	33	34	35
ψ	°	0	0	0	0
ν	-	0,33	0,30	0,30	0,30
Comportamento:		Não drenado	Drenado	Drenado	Drenado

(): valor apresentado entre parêntesis corresponde ao valor atribuído ao parâmetro no modelo anterior.

As condições freáticas consideradas são idênticas às adotadas no modelo A6 descritas no Quadro 5.5 e na Figura 5.2, item 5.5.1, correspondentes à Figura 3.20 do subcapítulo 3.3.

Além do parâmetro deformação da cortina, apresenta-se um gráfico com as leituras piezométricas referentes ao painel S14 (instrumentação), as pressões neutras calculadas pelo programa *Plaxis* para o maciço a tardo da contenção antes do início da escavação e

para o maciço na fase final da escavação. Este gráfico é válido para os três modelos até aqui considerados, uma vez que contemplam as mesmas condições hidrostáticas.

Apresentam-se os resultados da modelação no que diz respeito às zonas em cedência e à evolução da força nas ancoragens. Tratam-se de resultados avaliados em todos os modelos processados, mas serão apresentados unicamente neste item uma vez que não se observaram diferenças significativas de comportamento entre os diferentes modelos.

Através da análise destes resultados, zonas em cedência e variação da força nas ancoragens, pretende-se averiguar, entre outros aspectos, a hipótese de um possível mecanismo de cedência na zona dos bolbos de selagem das ancoragens dos primeiros níveis, mecanismo este que poderia eventualmente justificar o acentuado deslocamento horizontal da estrutura de contenção no sentido da escavação. Para complementar a avaliação desta hipótese, será ainda apresentada a análise dos registos das restantes células de carga da parede norte.

Nas Figuras 5.9 a 5.11 apresentam-se as deformadas obtidas para algumas fases da escavação.

Na Figura 5.12 apresenta-se o gráfico com as curvas de pressões hidrostáticas sobrepostas: a curva das pressões proveniente das leituras piezométricas, a curva das pressões neutras calculadas pelo programa *Plaxis* antes do início da escavação e a curva de pressões neutras resultantes do *Plaxis* na fase final da escavação.

Nas Figuras 5.13 e 5.14 apresentam-se os gráficos com a variação das forças nas ancoragens. Na Figura 5.15 apresenta-se o modelo em *Plaxis* com a indicação das zonas em cedência.

.

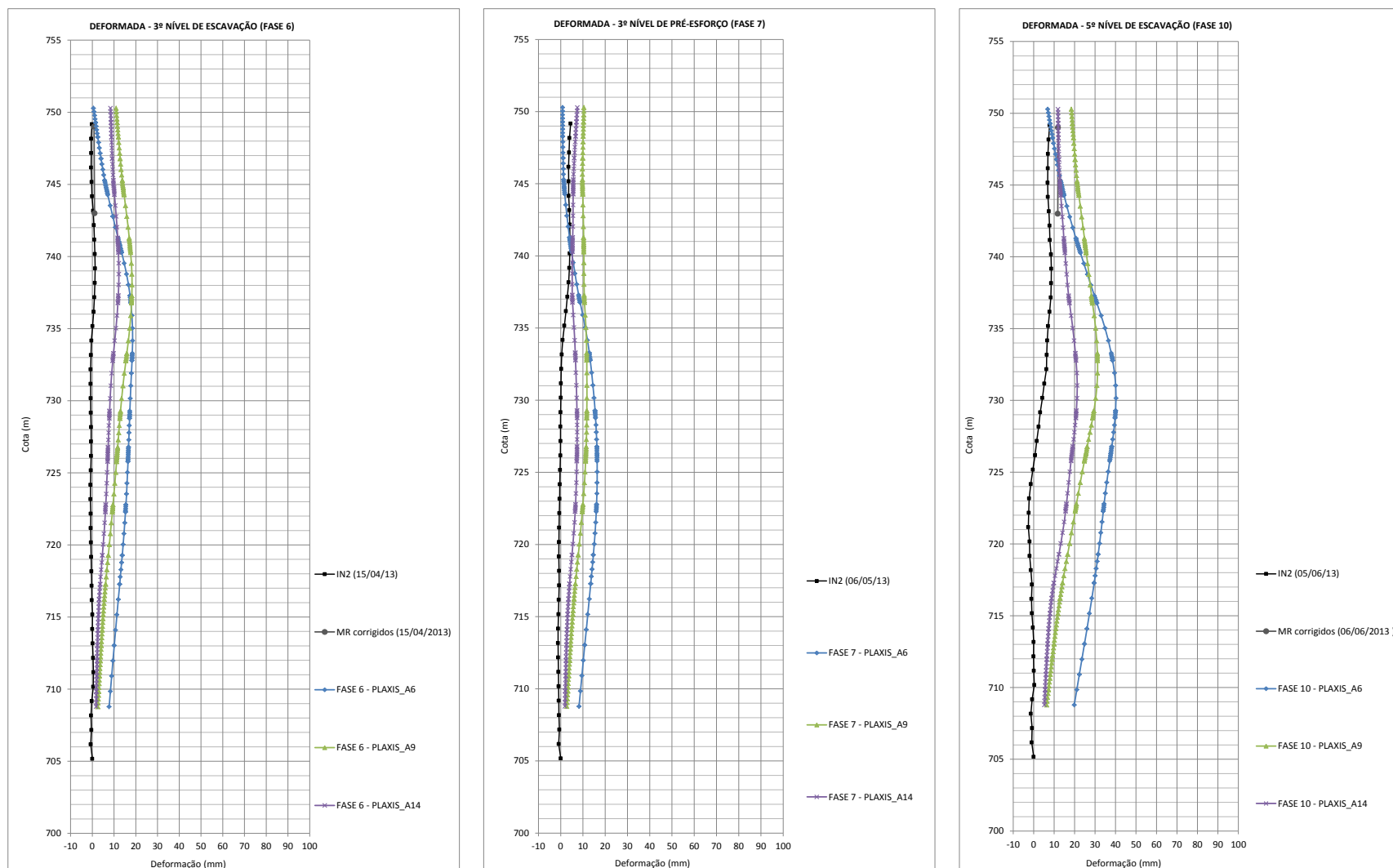


Figura 5.9: Deformações horizontais da cortina. Modelo A14 (Plaxis v. 8.2).

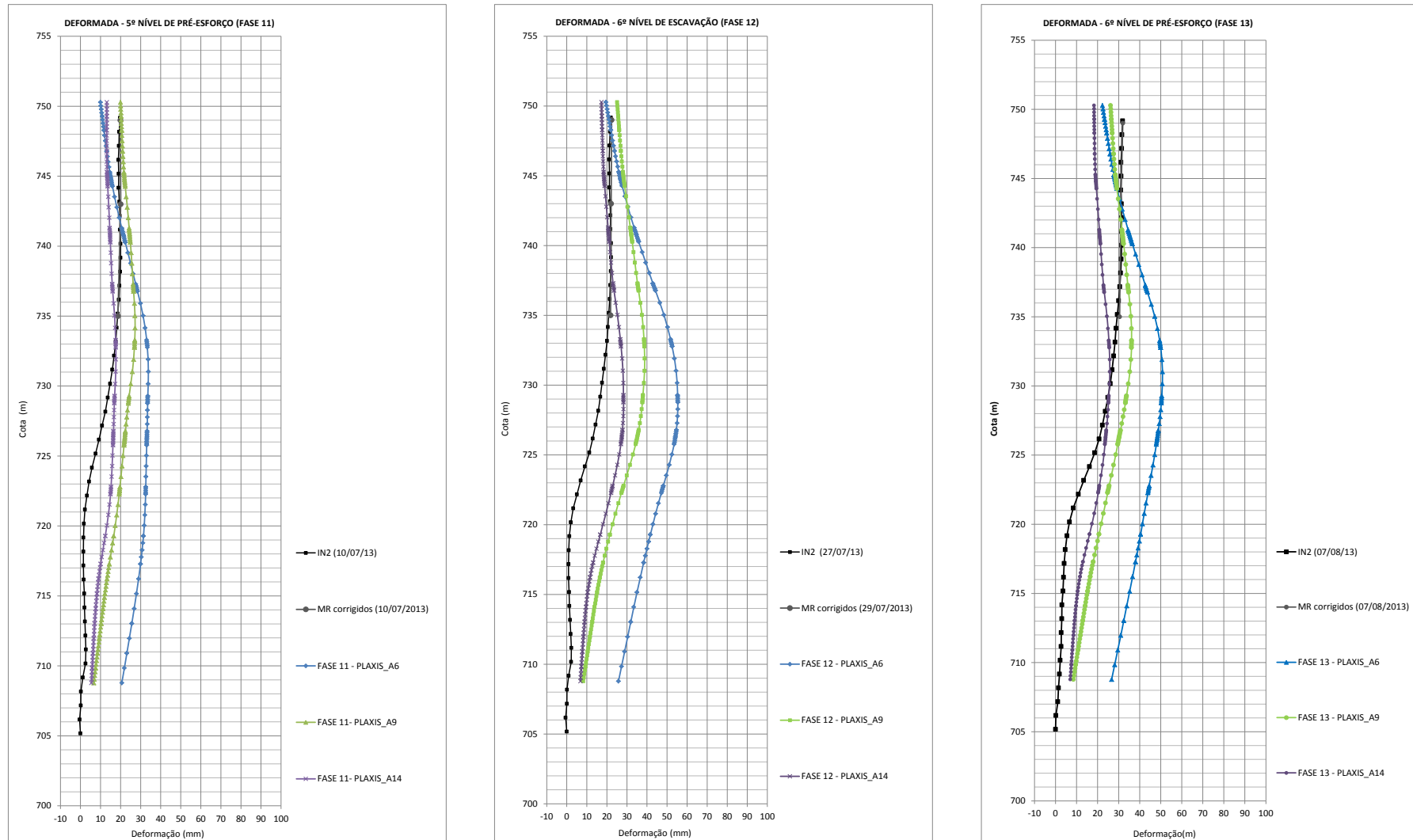


Figura 5.10: Deformações horizontais da cortina. Modelo A14 (Plaxis v. 8.2).

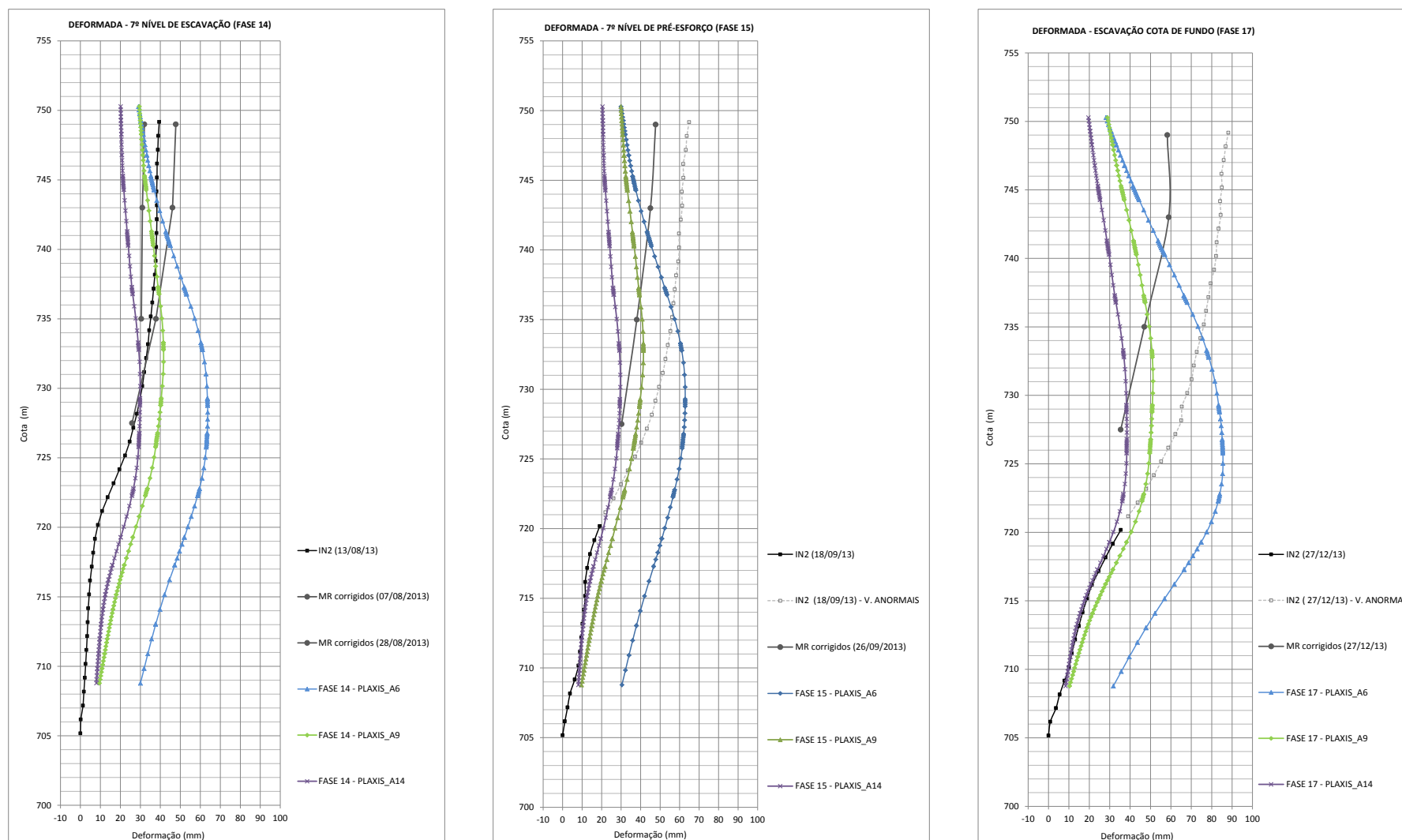


Figura 5.11: Deformações horizontais da cortina. Modelo A14 (Plaxis v. 8.2).

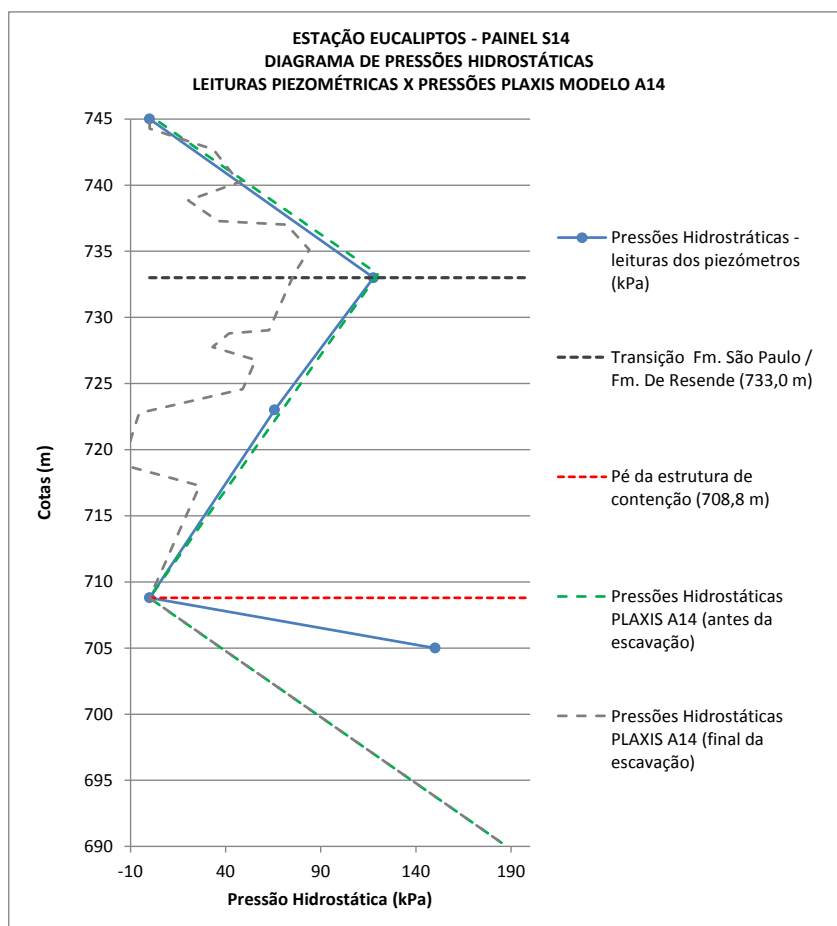


Figura 5.12: Projeção sobreposta das curvas de pressão hidrostática a tardo da contenção: curva azul - proveniente dos piezômetros na zona do painel S14, curva verde – pressões resultantes do programa Plaxis antes do início da escavação e curva cinza - pressões resultantes do programa Plaxis ao fim da escavação.

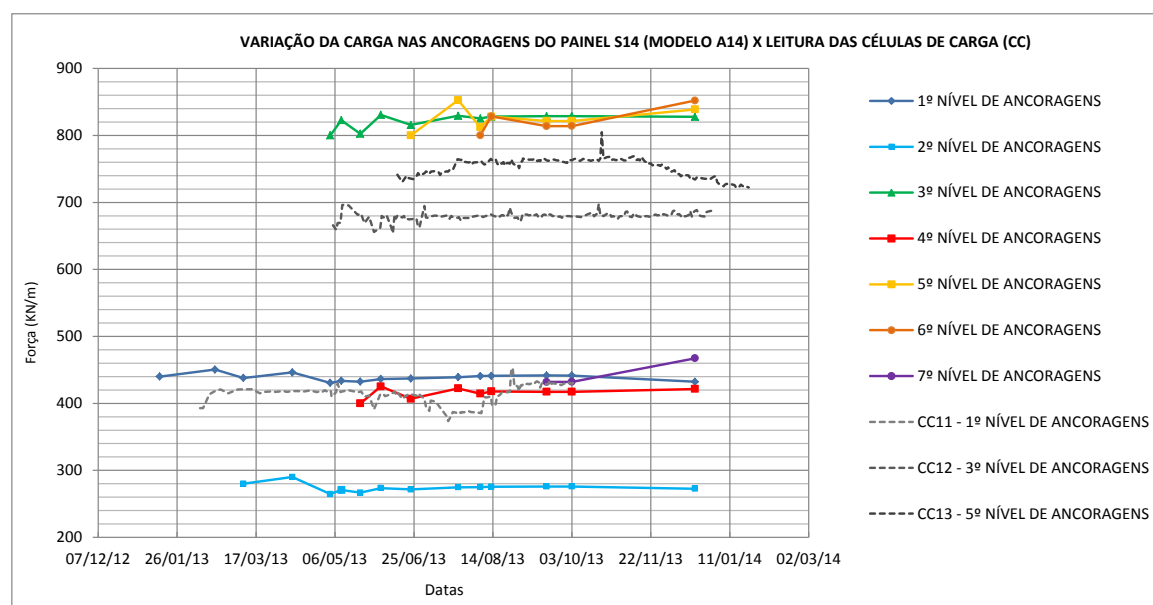


Figura 5.13: Variação da força nas ancoragens resultante da análise em Plaxis, modelo A14, (curvas coloridas) e variação da carga nas ancoragens medida nas células de carga (curvas cinzentas).

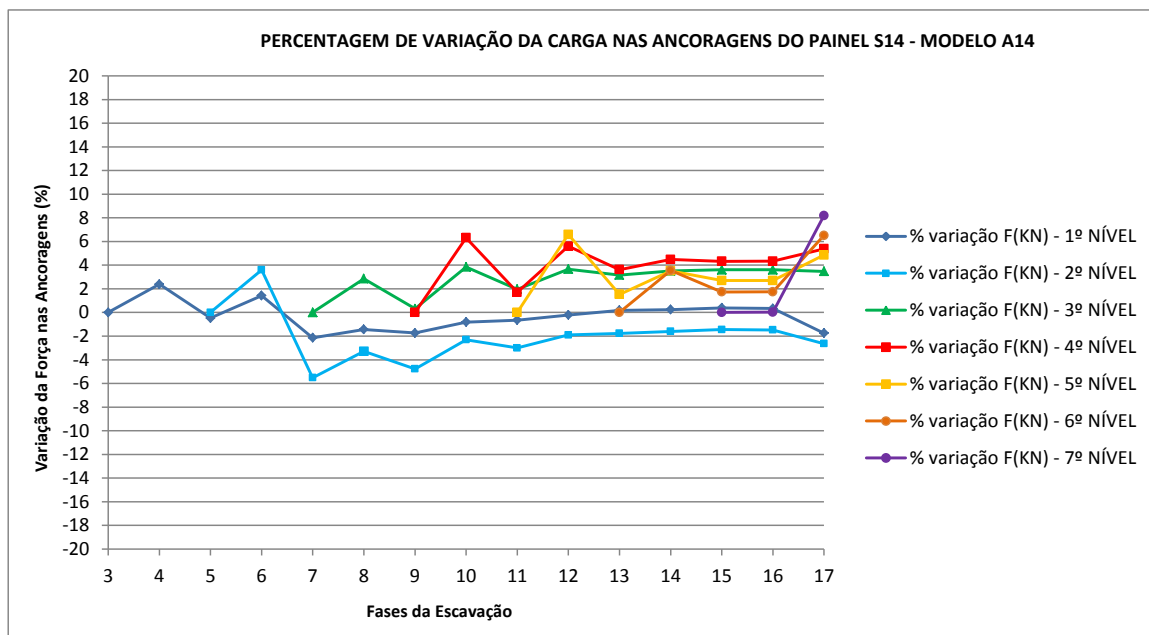


Figura 5.14: Percentagem de variação da força nas ancoragens resultante da análise em Plaxis, modelo A14.

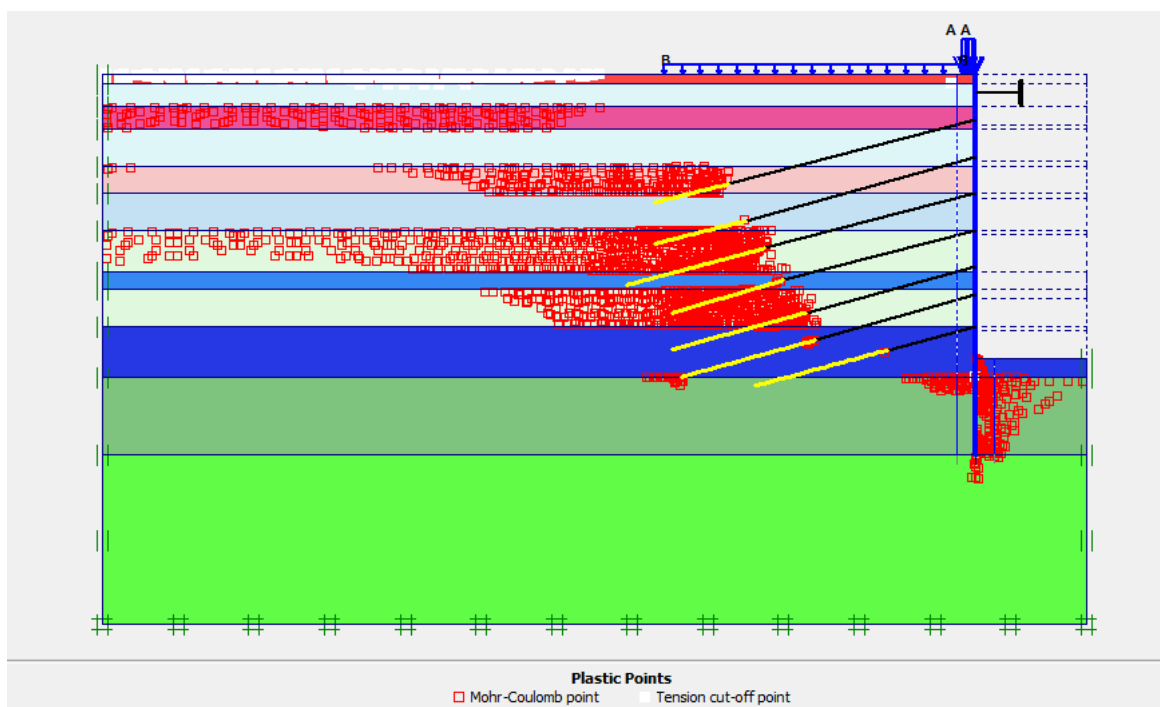


Figura 5.15: Zonas em cedência na fase final da escavação - Modelo A14.

A observação das deformadas obtidas em comparação com as curvas da instrumentação, permite considerar o seguinte:

→ As deformadas resultantes do modelo A14 evidenciam um melhor ajuste às curvas da instrumentação comparativamente aos modelos anteriores, sobretudo na metade inferior da contenção.

→ Nas fases iniciais da obra as curvas do modelo A14 apresentam-se mais próximas às curvas da instrumentação. Até ao sexto nível de escavação, a curva modelada apresenta cerca de 10 mm a 20 mm de deformação a mais que a curva da instrumentação a longo de quase toda a altura da contenção. Tal diferença pode ser explicada pelo facto da análise numérica em *Plaxis* considerar a abertura da escavação de uma única vez em todo o lado norte, enquanto na realidade a escavação é feita por troços, o que garante algum grau de confinamento, e permite um maior controlo das deformações da cortina.

→ Nas fases avançadas da escavação, consegue-se um ajuste razoável da curva modelada à curva instrumentada na parte inferior da contenção, abaixo da cota 727 m, sensivelmente. Na parte superior da contenção, desde meia altura desta até ao seu topo, a deformação experimentada pela curva modelada não é suficiente, encontrando-se afastada da curva da instrumentação, com 30 mm a 40 mm a menos de deformação no topo.

→ Esta diferença de deformação na zona superior da cortina entre a deformada proveniente da análise numérica e a deformada da instrumentação é notória a partir da fase correspondente ao sétimo nível de escavação, acentuando-se nas fases seguintes.

→ A partir da fase correspondente ao sétimo nível de escavação, a estrutura modelada deve deformar mais na sua parte superior, seguindo a tendência evidenciada pelas curvas da instrumentação.

→ Embora por vezes se verifique alguma perda de paralelismo entre as referidas curvas, comparativamente ao conseguido no modelo A9, a grandeza das deformações experimentadas pela curva A14 estão mais próximas às curvas instrumentadas, menores deformações, sobretudo na metade inferior da contenção. O paralelismo verifica-se pelo rácio global entre as deformações da cortina em contacto com a Formação de São Paulo e as deformações da cortina em contacto com a Formação de Resende.

→ Comparativamente aos modelos anteriores, as deformadas resultantes do modelo A14 evidenciam menores deformações na parte inferior da cortina, o que seria esperado face à maior rigidez atribuída ao solo em profundidade, e menores deformações na parte superior onde os módulos de elasticidade se mantiveram praticamente iguais nos três modelos analisados. Tal comportamento sugere um possível mecanismo de transferência de tensões no maciço a tardo da contenção entre as zonas mais superficiais menos rígidas para as zonas mais profundas com maior rigidez, num efeito em arco vertical.

→ As deformadas resultantes deste último modelo, corroboram o que se referiu anteriormente, quanto maior for a diferença entre os módulos que caracterizam as duas formações (São Paulo e Resende), menor será a discrepância entre as deformações experimentadas pelo troço de cortina desenvolvido junto à formação de São Paulo e o troço de cortina em contacto com a Formação de Resende, resultando em curvas com maior raio de curvatura, mais próximas das curvas da instrumentação.

→ O diagrama das pressões neutras calculadas pelo *Plaxis* para a fase final da escavação, Figura 5.12, corrobora as conclusões descritas no subcapítulo 3.3, item 3.3.6, constatando-se uma diminuição das pressões a tardoz da cortina e uma distribuição irregular destas na fase final da escavação, devido aos efeitos de percolação para o interior da estação.

Em resumo, as curvas do modelo A14, embora melhor ajustadas às curvas da instrumentação que as resultantes dos modelos anteriores, ainda indicam um excesso de deformação na parte inferior da contenção e insuficiente deformação na parte superior para as fases mais avançadas da escavação.

Quanto à análise das zonas em cedência e da variação da força nas ancoragens verificou-se o seguinte:

→ Observam-se zonas de cedência sobretudo na envoltória do bolbo de selagens das ancoragens, correspondem a zonas onde a resistência do solo foi integralmente mobilizada. Contudo, as zonas de cedência observadas não traduzem forçosamente uma situação próxima à rotura, uma vez que não há um alinhamento preferencial a tardoz da cortina que possa sugerir a formação de uma possível zona de instabilidade.

→ A análise da variação das forças nas ancoragens resultante da modelação em *Plaxis* indica um comportamento dentro da normalidade com variações máximas de 8%, Figura 5.14. As curvas provenientes do *Plaxis* quando comparadas com as curvas correspondentes às leituras das células de carga, evidenciam uma diferença de valores sobretudo nas ancoragens do terceiro e quinto nível, tal discrepância resulta da perda de carga registada imediatamente após o pré-esforço destas ancoragens, correspondente a 16,7% na ancoragem do terceiro nível e 7,3% na ancoragem do quinto nível.

→ Conforme referido anteriormente, subcapítulo 3.3 item 3.3.2, partir do início do mês de novembro observa-se uma perda de carga gradual e contínua na ancoragem do quinto nível que poderá indiciar um possível mecanismo de fluência, Figura 5.13, contudo, como

este ocorre numa fase posterior ao período onde se observa o avanço crítico de deformações da cortina, não se considera provável uma relação entre os dois eventos.

De acordo com o registo das células de carga, constata-se que o comportamento das ancoragens é em regra geral caracterizado por variações pouco significativas da carga, não correspondentes aos que seriam expectáveis tendo em conta a deformação elástica da ancoragem em consequência do deslocamento horizontal da cortina. Por esta razão, considerou-se a hipótese do solo na envolvência dos bolbos de selagem das ancoragens ter entrado em cedência e as ancoragens terem se deslocado da sua posição inicial a acompanhar o movimento da contenção.

Para uma melhor avaliação desta hipótese foram observados os registos das restantes células de carga instaladas na parede norte (onde se situa o painel S14) para a verificação de uma eventual deficiência no funcionamento destes elementos de suporte que pudesse estar relacionada com o comportamento do painel S14. Descreve-se a seguir o resultado desta análise.

Análise das células de carga das restantes ancoragens da parede norte

Apresentam-se nas Figuras 5.16 e 5.17 o registo das células de carga instaladas na parede norte, onde se encontra o painel S14. Na Figura 5.18 apresenta-se o alçado da parede norte com a posição das células de carga.

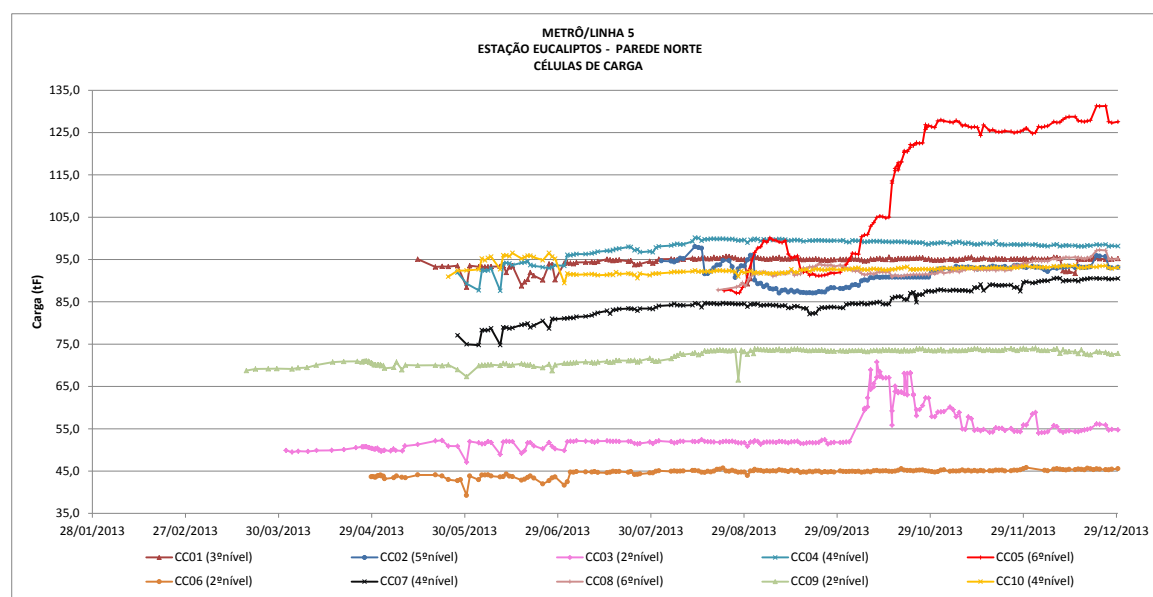


Figura 5.16: Registo das células de carga CC01 a CC10 instaladas na parede norte.

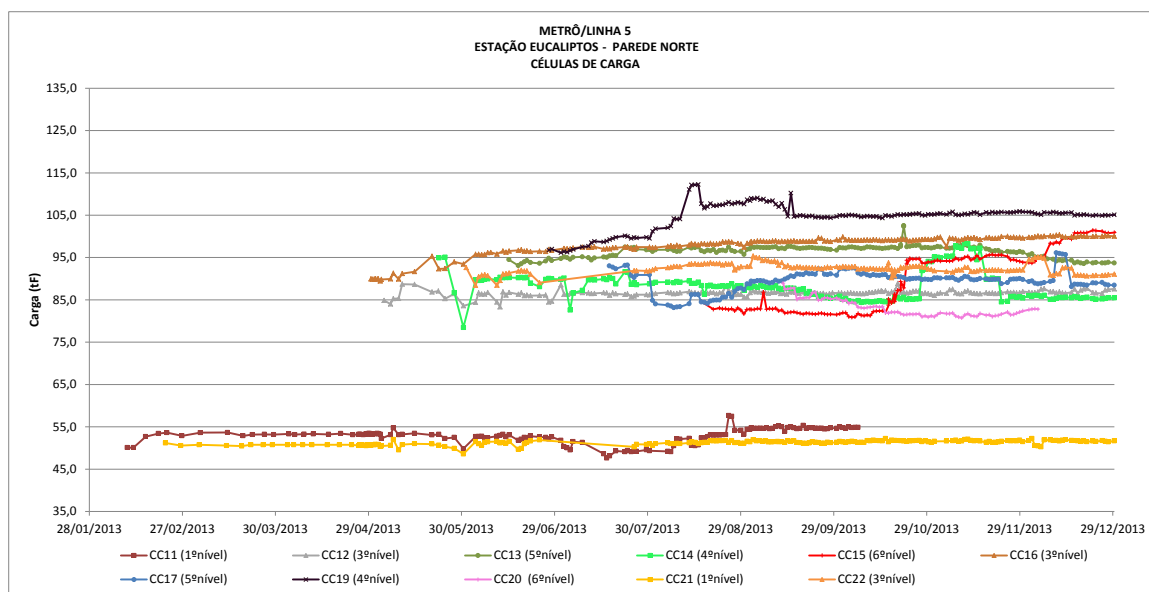


Figura 5.17: Registro das células de carga CC11 a CC22 instaladas na parede norte.

Para uma análise aprofundada das possíveis causas das variações observadas em algumas células de carga da parede norte, seria necessário a integração de toda a informação da restante instrumentação instalada em cada um dos painéis em causa. Contudo, este exercício não será realizado uma vez que ultrapassa o âmbito do trabalho proposto, o que se pretende nesta análise é a observação dos registos das células de carga dos painéis adjacentes ao painel S14, de forma a verificar se a hipótese de cedência nas ancoragens dos primeiros níveis poderia ser corroborada pelos registos das células de carga vizinhas.

As células de carga da parede norte evidenciam na sua maioria reduzidas variações de carga, faz-se excepção às células CC3, CC5, CC7, CC14, CC15, CC19 e CC20 cujos comportamentos anómalos são descritos no Quadro 5.10. Estas células encontram-se assinaladas no alçado da parede norte apresentado na Figura 5.18.

Considera-se que nenhuma das células assinaladas com comportamento anómalo podem ser diretamente relacionadas com o comportamento do painel S14. As células do painel S05, CC5 (sexto nível de ancoragem) e CC3 (segundo nível de ancoragem), foram as que evidenciaram o maior aumento de carga no período da escavação, 45,9% e 35%, respectivamente. Estes aumentos foram registados no início de outubro de 2013, período em que se colocou o escoramento metálico no topo da contenção. A célula CC5 foi desativada no mês de dezembro para a execução da laje de fundo e a célula CC3 voltou a registar um comportamento normal a partir do início de novembro. O inclinómetro IN01 inserido neste painel registou uma deformação máxima da cortina próxima aos 36 mm em

meados de outubro de 2013. Embora estas ancoragens evidenciem estas anomalias em termos de comportamento, não se considera que a sua influência se faça sentir na zona do painel S14, situado a cerca de 50 m deste.

Quadro 5.10: Descrição das células de carga da parede norte com comportamentos anómalos

Painel	Célula de Carga	Nível de ancoragem	% variação	Início da variação	Observações
S05	CC3	2º	+35%	02/10/13	Aumento brusco de carga na ancoragem, o comportamento volta ao normal em 09/11/13
	CC5	6º	+46%	04/10/13	Aumento brusco da carga, célula de carga desativada em dezembro de 2013 (execução da laje de fundo).
S08	CC7	4º	+17%	04/06/13	Aumento gradual e continuado de carga a partir da primeira leitura
S17	CC14	4º	+15%	25/10/13	Aumento brusco de carga na ancoragem, o comportamento volta ao normal em 23/11/13
	CC15	6º	+11%	14/10/13	Dois aumentos bruscos de carga, valores não estabilizaram, célula de carga desativada em dezembro de 2013 (execução da laje de fundo)
			+20%	05/12/13	
S23	CC19	4º	+12%	31/07/13	Aumento brusco com estabilização a partir de 16/09/2013
	CC20	6º	-9%	12/09/12	Perda de carga gradual e contínua a partir da primeira leitura até dia 31/10/13

Nota: As percentagens de variação da força nas ancoragens foram calculadas em relação à primeira leitura realizada na respectiva ancoragem, faz-se exceção apenas para a célula de carga CC14 onde a percentagem de variação da força foi calculada em relação à leitura estabilizada antes do aumento de carga, o que se justifica neste caso, pela variação da força observada nesta ancoragem a seguir à primeira leitura.

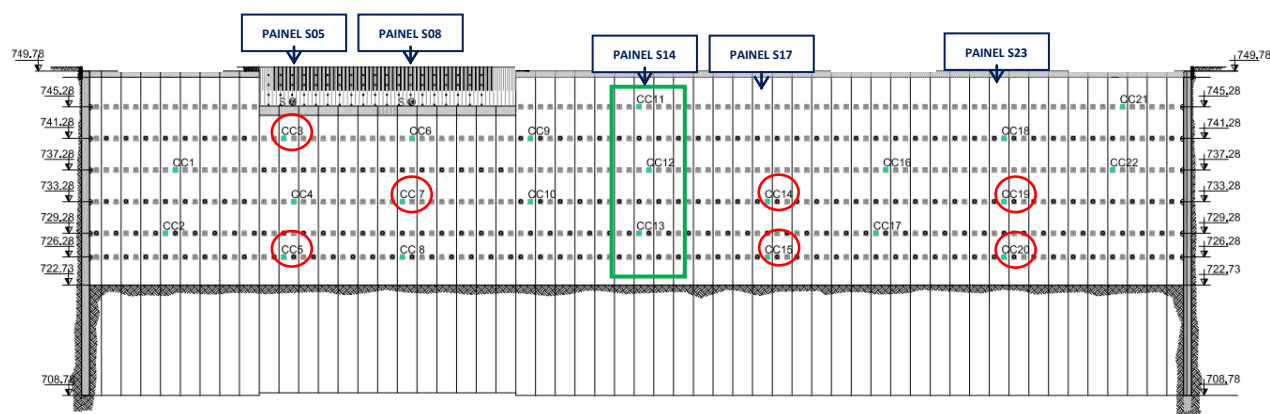


Figura 5.18: Alçado com a representação das ancoragens e células de carga da parede norte.

A célula CC7 (quarto nível de ancoragem), painel S08, evidencia um aumento gradual e contínuo da força desde a primeira leitura, atingindo um valor máximo de 12% até

dezembro de 2013. Atendendo ao aumento observado e ao facto das células de carga do nível superior (CC6, segundo nível) e inferior (CC8, sexto nível), exibirem comportamentos dentro da normalidade, considera-se pouco provável que a célula CC7 possa estar diretamente relacionada com o comportamento do painel S14.

As células do painel S23, CC19 (quarto nível de ancoragem) e CC20 (sexto nível de ancoragem), evidenciaram comportamentos distintos. A célula CC19 exibiu um aumento de carga de 12% a partir de final de julho de 2013 e a partir de meados de setembro as leituras estabilizam com cerca de 8% de aumento em relação à inicial. A célula CC20 evidenciou desde a primeira leitura (12 de setembro de 2013) uma perda de carga gradual e contínua que atingiu um máximo de 9%, a partir do final de outubro de 2013 passa a registar valores de carga estabilizados. O aumento da carga registado na célula CC19 não parece estar relacionado com o comportamento da célula CC20, atendendo à diferença nas datas em que se registou o início dos referidos comportamentos. Atendendo à ordem de grandeza das variações de força nas ancoragens, inferiores a 15%, e ao facto deste painel estar a uma distância de 45 m do painel S14, não se considera possível estabelecer uma relação entre este evento e o comportamento do painel S14.

A célula CC15 (sexto nível), painel S17, evidencia um comportamento anómalo caracterizado por dois patamares de aumento de carga: observa-se um primeiro aumento da carga na ancoragem de 11%, com início a partir de 05 de outubro de 2013, e um segundo incremento de carga na ancoragem em cerca de 20%, a partir de 06 de dezembro de 2013. Esta célula de carga foi desinstalada no mês de dezembro para a execução da laje de fundo. Considera-se que o incremento de carga registado pela célula CC15 poderá estar relacionado com a escavação para a implantação da laje de fundo realizada em período coincidente com o aumento de carga desta ancoragem. Neste mesmo painel a célula CC14 registou um aumento de cerca de 15% a partir de 25 de outubro, evento que poderá estar relacionado com o comportamento registado pela célula CC15, contudo, a partir de 23 de novembro os valores registados pela célula CC14 voltaram a estabilizar próximo ao valor da carga inicial.

Pela observação dos registos das células de carga instaladas na parede norte, não se considera possível estabelecer alguma relação entre o comportamento do painel S14 com o comportamento registado pelas ancoragens dos painéis adjacentes. Ou seja, as anomalias observadas não evidenciam uma relação direta com o comportamento daquele painel e vice-versa.

Constatou-se que cerca de 70% das ancoragens instrumentadas na parede norte seguem a mesma tendência de comportamento das ancoragens do painel S14, apresentam pequenas variações de carga logo após as fases iniciais da escavação. Importa ainda referir que no mês de agosto de 2013, as deformações registadas em todos os inclinómetros da estrutura de contenção estavam acima dos limites de referência. Este padrão de comportamento não contribui para a hipótese da cedência nas zonas dos bolbos de selagem, uma vez que se considera pouco provável que a grande maioria das ancoragens que apoiam a estrutura de contenção estivessem a se deslocar a acompanhar a o movimento desta.

Por conseguinte, considera-se que a hipótese de um mecanismo de cedência na zona dos bolbos de selagem das ancoragens dos primeiros níveis que justifique o movimento da contenção no sentido da escavação, não foi fundamentada por esta análise dos registos das células de carga vizinhas ao painel S14.

5.5.4. Modelo A18 – Diminuição dos módulos de elasticidade da Fm. de São Paulo

A diferença entre os modelos até aqui processados, A6, A9 e A14, reside basicamente na parte inferior do maciço, correspondente aos horizontes da Formação de Resende, onde a rigidez dos horizontes foi sendo significativamente aumentada.

Pelas deformadas obtidas, observa-se que para as fases finais da escavação, quanto maior a rigidez dos solos da Formação de Resende, melhor é a aproximação à parte inferior das curvas da instrumentação, mas na parte superior da contenção, o ajuste das curvas do *Plaxis* às curvas da instrumentação ainda não é o suficiente, observando-se nas curvas do *Plaxis* uma quantidade de deformação inferior àquela que foi registada pela instrumentação.

Face a estas considerações, optou-se por considerar um modelo com menor rigidez no topo, nos horizontes da Formação de São Paulo. Após o processamento deste modelo, concluiu-se que diminuir a rigidez do maciço nos horizontes superiores não resolve o problema das deformações da cortina nas fases mais avançadas da escavação. Tal conclusão resultou das seguintes observações:

→ As curvas obtidas no *Plaxis* ajustam-se de forma razoável às curvas da instrumentação nas fases iniciais da obra, observando-se nestas fases que as curvas do *Plaxis* deformam-se um pouco mais que as curvas da instrumentação, provavelmente pelo facto do programa considerar a abertura da frente de escavação de uma única vez, e não por troços

como é feito na realidade. Ou seja, os módulos de deformabilidade atribuídos aos níveis mais superficiais parecem adequados.

→ O problema da discrepância entre as curvas do Plaxis e as curvas da instrumentação surge nas fases mais avançadas da escavação (a partir do pré-esforço do sexto nível de ancoragens e escavação do sétimo patamar), onde as curvas do Plaxis apresentam um acréscimo de deformação mas não o suficiente para se aproximarem às curvas da instrumentação que deformam muito mais.

Estes resultados são ilustrados no esquema da Figura 5.19.



Figura 5.19: Representação esquemática dos resultados observados entre as curvas da modelação e as curvas da instrumentação.

O modelo analisado com menor rigidez no topo, nos horizontes da Formação de São Paulo, apresentou o seguinte comportamento:

→ As deformadas resultantes do modelo processado com menores módulos de deformabilidade nas camadas superiores, apresentaram-se mais desajustadas das curvas da instrumentação nas fases iniciais da escavação. Nestas fases, verificou-se que as curvas provenientes do Plaxis apresentaram-se com muito maior deformação no topo comparativamente às curvas da instrumentação.

→ Nas fases mais avançadas da escavação, as deformadas do Plaxis mantém-se aquém das deformadas provenientes da instrumentação. Verifica-se na última fase da obra alguma melhoria representada por uma aproximação, cerca de 10 mm, da deformada do modelo no topo da contenção à curva da instrumentação, mas mantém-se ainda significativamente afastada desta.

A redução da rigidez do solo na zona superficial do maciço resulta na deformação pronunciada da zona superior da estrutura de contenção nas fases iniciais da escavação,

afastando a curva modelada da curva da instrumentação. Ou seja, a redução da rigidez na parte superior do maciço piorou o ajuste das curvas do modelo às curvas da instrumentação nas primeiras fases e não resolveu o problema da discrepância de deformações nas fases avançadas da escavação.

Pelas observações realizadas, não se considera que o ajuste seja por esta via, a redução dos módulos de deformabilidade na parte superior do maciço parece não resolver o problema das deformações pronunciadas observado nas fases finais da escavação. Face a estas observações optou-se por não se considerar este modelo.

Considera-se que o acréscimo de deformação que se pretende para as curvas do modelo a partir das fases mais avançadas da escavação não resultará de alteração nos valores dos módulos de deformabilidade superiores, mas provavelmente de causas externas ao maciço que se refletem sobretudo nos níveis mais superficiais e que terão ocorrido em obra a partir das fases avançadas da escavação (fase 13 da modelação, agosto/13, Quadro 5.3).

Até esta etapa do trabalho, os modelos consideraram fundamentalmente alterações na rigidez do solo, além dos modelos aqui descritos foram ainda analisados outros modelos nos quais se variou o parâmetro módulo de deformabilidade, contudo, os resultados observados não trouxeram diferenças significativas aos resultados anteriormente obtidos, ou seja, a alteração dos parâmetros de rigidez não se mostrou suficiente para se conseguir o ajuste das curvas. Por conseguinte, optou-se por não se alterar a parametrização geotécnica e, nesta fase, alterar apenas as condições freáticas até aqui consideradas.

5.5.5. Modelo A30 – Alteração das condições freáticas

O modelo A30 corresponde ao modelo A14 tendo como única alteração as condições freáticas do subsolo. Neste modelo, o diagrama de pressões considerado a tardoz da contenção foi originado pela introdução de três superfícies piezométricas, Figura 5.20, conforme a interpretação realizada através das leituras dos piezómetros instalados na zona do painel S14 (ver Figura 3.19, item 3.3.6, subcapítulo 3.3) nomeadamente:

- Superfície freática na formação de São Paulo à cota 746,5 m, correspondente ao topo do horizonte de areias 3Ar1, de acordo com as leituras dos INA02 e INA03.
- Superfície piezométrica associada ao horizonte de argilas (4Ag2) da Formação de Resende à cota 729,5 m, indicada pelo PZE02 (instalado à cota 722,2 m).

→ Superfície piezométrica nas areias basais da Formação de Resende (4Ar3) à cota 708,8 m, estabelecida por efeito de bombagem.

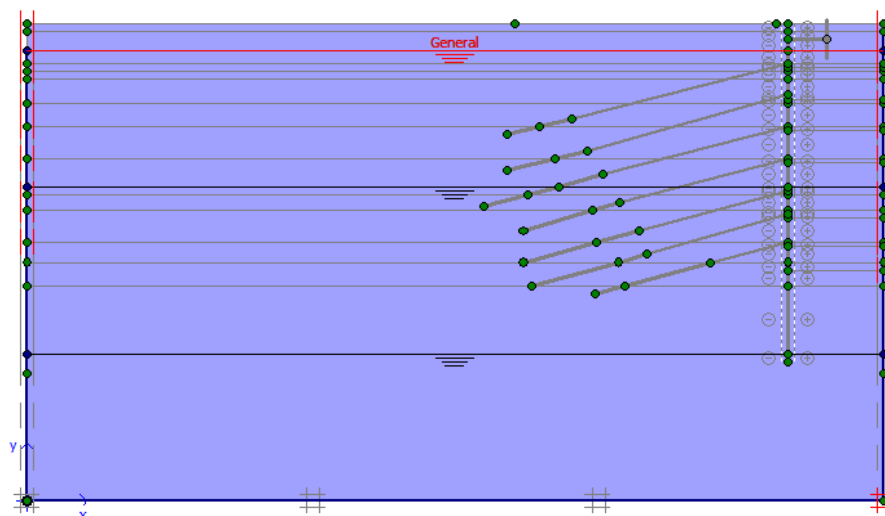


Figura 5.20: Condições freáticas do Modelo A30 (Plaxis v .8.2).

Durante a modelação do processo construtivo, foi simulada a situação de rebaixamento do nível freático superficial da Formação de São Paulo em função da indicação dada pela piezometria: no 1º patamar de escavação considera-se o rebaixamento do nível freático à cota 745,0 m; no 2º patamar de escavação o nível freático mantém-se à cota 745,0 m; no 3º patamar de escavação considera-se o rebaixamento do nível freático à cota 743,0 m; nos patamares seguintes de escavação, o nível freático da Fm. de São Paulo mantém-se à cota 743,0 m.

No Quadro 5.11 resumem-se as condições hidrostáticas consideradas.

Quadro 5.11: Condições freáticas adotadas no Modelo A23

Número de níveis freáticos: 3		
Condições freáticas	Horizonte	Observações
Cota 1º nível freático: 746,5 m	3Ar1	Formação de São Paulo
Cota 1º rebaixamento: 745,0 m	-	Fase: 1º patamar de escavação
Cota 2º rebaixamento: 743,0 m	-	Fase: 3º patamar de escavação
Cota 2º nível freático: 729,5 m	4Ag(2)	Formação Resende
Cota 3º nível freático: 708,8 m	4Ar(2,3)	Formação Resende

As pressões neutras foram calculadas com base nas superfícies piezométricas e não através do cálculo do fluxo subterrâneo. Na Figura 5.21 apresenta-se o gráfico com a projeção das pressões calculadas pelo programa após a introdução das referidas

superfícies, corresponde ao diagrama de pressões hidrostáticas a tardo da contenção antes do início da escavação.

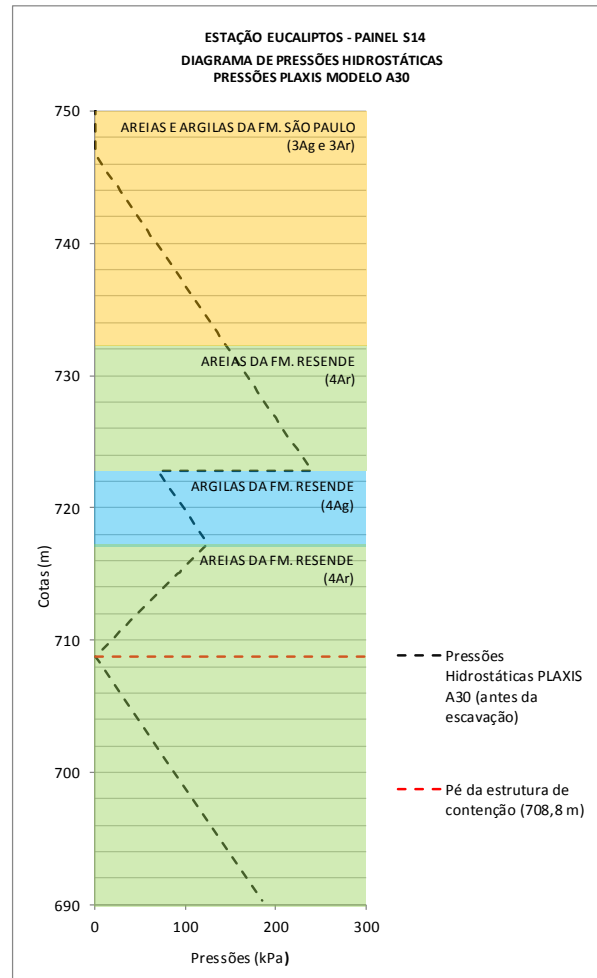


Figura 5.21: Diagrama de pressões hidrostáticas a tardo da estrutura de contenção, Painel S14 – Modelo A30.

A parametrização geotécnica adotada neste modelo corresponde à parametrização geotécnica adotada no modelo A14, indicada nos Quadros 5.8 e 5.9, item 5.5.3.

Nas Figuras 5.22 a 5.24 apresentam-se os resultados obtidos para algumas fases da obra.

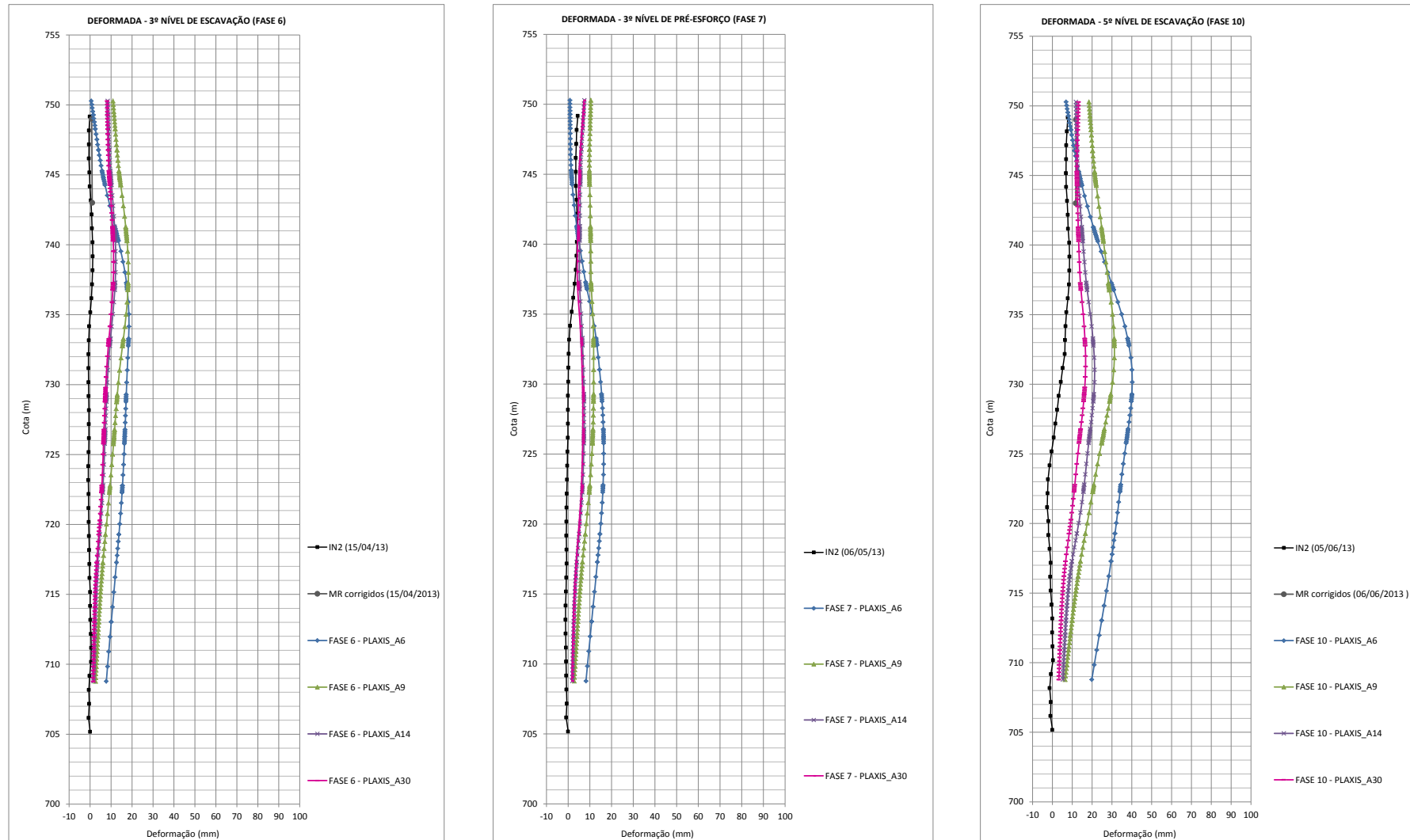


Figura 5.22: Deformações horizontais da cortina. Modelo A30 (Plaxis v. 8.2).

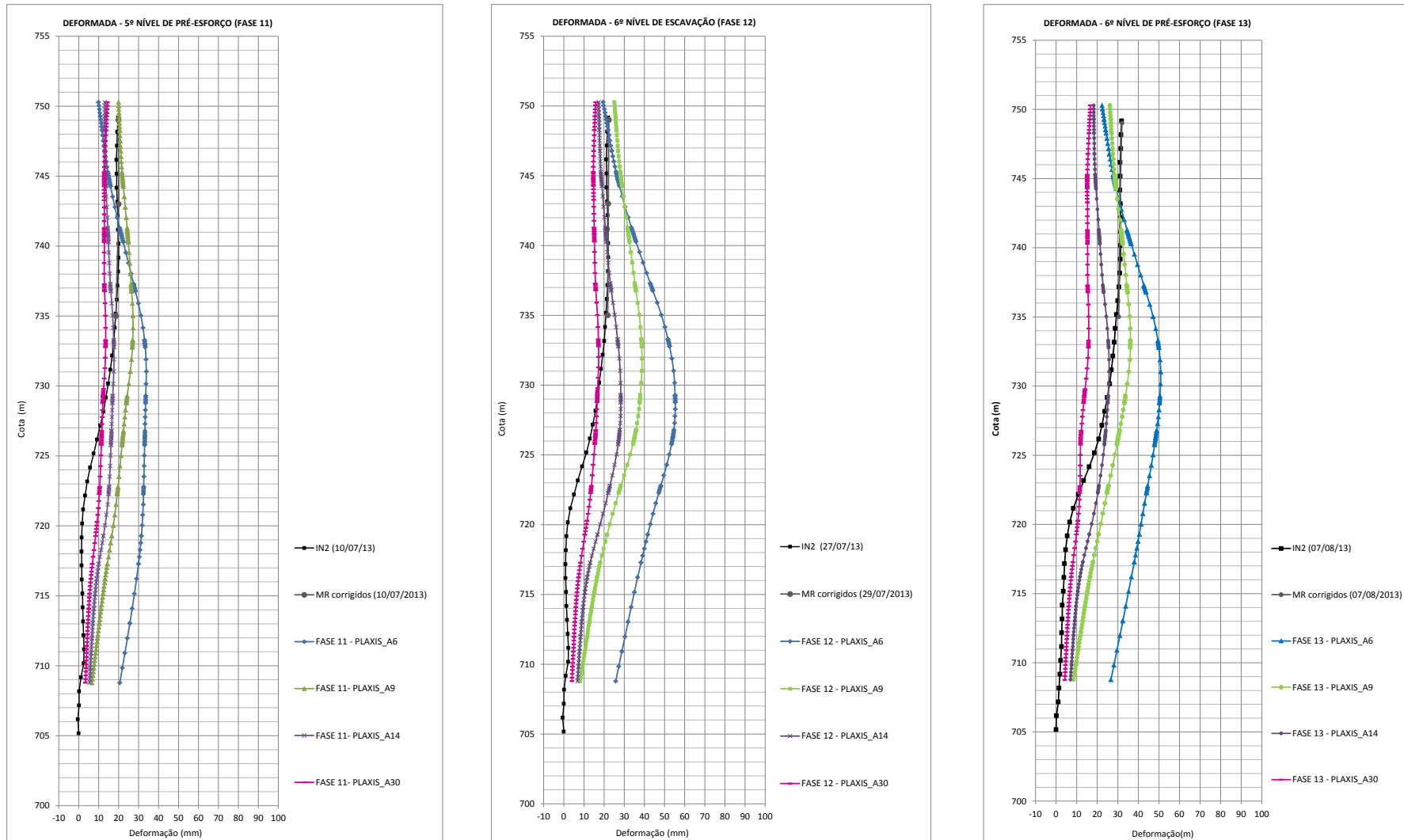


Figura 5.23: Deformações horizontais da cortina. Modelo A30 (Plaxis v. 8.2).

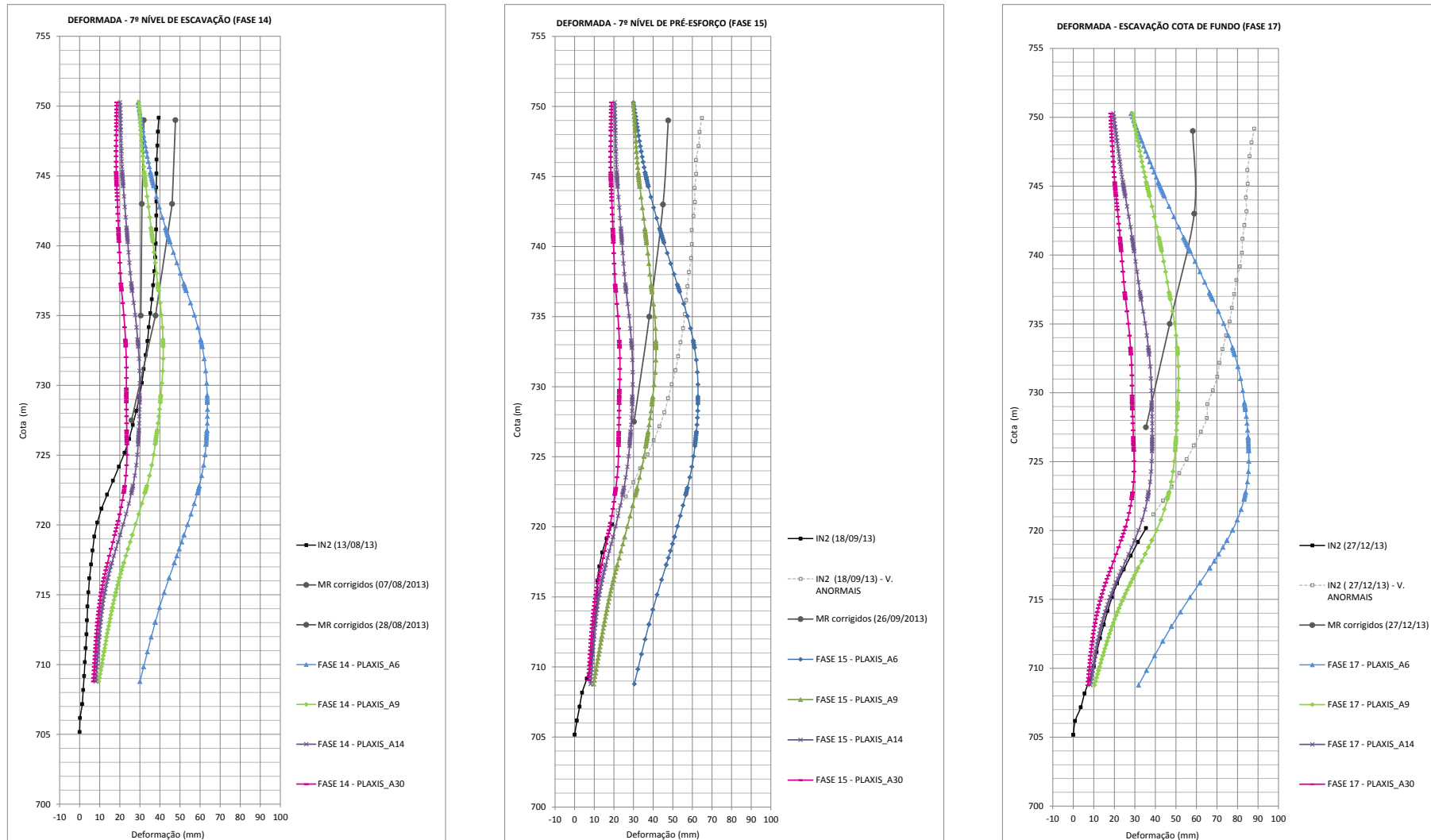


Figura 5.24: Deformações horizontais da cortina. Modelo A30 (Plaxis v. 8.2).

Pelos resultados obtidos, constata-se o seguinte comportamento:

→ Até a fase correspondente ao quinto nível de pré-esforço, os resultados entre os modelos A30 e A14 são muito próximos, apresentando o modelo A30 um pouco menos de deformação que o A14, cerca de 5 mm, nas fases relacionadas com o quinto patamar de escavação.

→ Na fase correspondente ao sexto nível de escavação, o modelo A30 apresenta-se melhor ajustado à curva da instrumentação que o modelo A14 em termos de grandeza das deformações, mas piora o paralelismo entre curvas.

→ Nas fases mais avançadas da escavação, da fase correspondente ao sexto nível de pré-esforço até à fase final da obra, embora muito próximos, considera-se que o modelo A14 é preferível ao modelo A30 pelo facto do modelo A30 apresentar menores deformações que o modelo A14, até 10 mm a menos, ao longo da estrutura de contenção, afastando as deformadas deste modelo das deformadas da instrumentação.

Considera-se que o modelo A14 é até esta fase do trabalho o melhor modelo conseguido. Embora este modelo nas fases finais da escavação, resulte em curvas ainda afastadas das curvas da instrumentação na metade superior da cortina, o comportamento destas curvas na restante altura da contenção apresenta-se melhor ajustado às deformadas da instrumentação.

5.5.6. Conclusões Intermédias

Os modelos até aqui analisados evidenciam regra geral o seguinte comportamento:

→ Nas fases iniciais da obra as curvas provenientes do *Plaxis* maioritariamente exibem maior deformação na parte superior da contenção comparativamente às curvas da instrumentação, que deformam menos. Tal observação pode ser justificada pelo facto do modelo em *Plaxis* considerar a abertura contínua e em simultâneo de toda a frente da escavação, enquanto na realidade, a escavação dos painéis é realizada por troços de menor dimensão o que confere algum grau de confinamento não considerado pela análise numérica e resulta num maior controlo da deformação durante a obra.

→ Nas fases finais da obra (fases 15, 16 e 17), as deformadas provenientes do *Plaxis* experimentam um acréscimo de deformação na zona do topo da contenção, mas não o suficiente para sobrepor-se ou ficarem próximas das curvas da instrumentação, que

deformam mais que as curvas do modelo, observando-se uma diferença de até 40 mm (marcos refletores) a 60 mm (inclinómetro).

Constata-se que esta mudança de comportamento, este acréscimo significativo de deformação no topo da cortina em direção à escavação foi registado pelos inclinómetros e marcos refletores do painel S14 a partir do final de julho de 2013 até meados de agosto de 2013, que corresponde ao período crítico em termos de deformações, este comportamento mantém-se até finais de agosto/início de setembro de 2013, embora de forma menos acentuada (ver subcapítulo 3.3, item 3.3.1 e subcapítulo 4.4, item 4.4.1).

Os trabalhos desenvolvidos na zona do painel S14 no período referido foram a instalação do pré-esforço no sexto nível de ancoragens (fase 13) e a fase de escavação para o sétimo nível de ancoragens (fase 14).

Outro incremento significativo de deformação, embora menor que o observado no mês de agosto, foi registado durante o mês de outubro de 2013, correspondente a outro período crítico para o painel S14. Este período corresponde à fase de instalação do escoramento metálico (fase 16) e eventualmente à finalização dos pré-esforços no sétimo nível de ancoragens (fase 15).

Até meados de maio as deformações experimentadas pela estrutura de contenção na zona do painel S14 são pouco significativas.

Nos Quadros 5.12 e 5.13 apresentam-se para os marcos refletores, uma vez que corresponde a instrumentação a ser considerada a partir de julho a agosto, os incrementos de deformação associados ao painel S14 e as correspondentes taxas de deformação em mm/dia, onde é possível constatar o que foi referido anteriormente. Os períodos críticos estão assinalados a cinzento. Nesta análise mais sucinta não foram consideradas as fases de pré-esforço, apenas as leituras em fases de escavação.

Quadro 5.12: Leituras de deformação do painel S14, registos dos marcos refletores (Parede Norte)

FASES CONSTRUTIVAS		DATAS	COTAS (m) X Ux marcos refletores (mm)			
			749,0	743,0	735,0	727,5
FASE 2	1º nível de escavação	26/12/2012	0,20			
FASE 4	2º nível de escavação	25/02/2013	0,67			
FASE 6	3º nível de escavação	15/04/2013	0,80	1,02		
FASE 10	5º nível de escavação	06/06/2013	11,89	11,77		
FASE 12	6º nível de escavação	29/07/2013	22,36	22,10	21,84	
FASE 14	7º nível de escavação	28/08/2013	47,72	46,08	37,80	25,82
FASE 16	escoramento metálico	09/10/2013	46,69	44,69	38,70	31,14
FASE 16	escoramento metálico	29/10/2013	55,80	52,94	42,66	32,43
FASE 17	escavação cota de fundo	27/12/2013	58,25	58,91	46,97	35,41

Quadro 5.13: Taxas de deformação do painel S14, registos dos marcos refletor (Parede Norte)

PERÍODO ANALISADO				COTAS (m) X TAXA DE DEFORMAÇÃO (mm/dia)			
DATA INÍCIO	DATA FIM	PERÍODO	INTERVALOS	749,0	743,0	735,0	727,5
26/12/2012	25/02/2013	Janeiro - Fevereiro	FASE 2 - FASE 4	0,01			
25/02/2013	15/04/2013	Março - Abril	FASE 4 - FASE 6	0,00			
15/04/2013	06/06/2013	Abril - Junho	FASE 6 - FASE 10	0,21	0,21		
06/06/2013	29/07/2013	Junho - Julho	FASE 10 - FASE 12	0,19	0,19		
29/07/2013	28/08/2013	Agosto	FASE 12 - FASE 14	0,82	0,77	0,51	
28/08/2013	09/10/2013	Setembro	FASE 14 - FASE 16	-0,02	-0,03	0,02	0,12
09/10/2013	29/10/2013	Outubro	FASE 16 - FASE 16	0,46	0,41	0,20	0,06
29/10/2013	27/12/2013	Novembro - Dezembro	FASE 16 - FASE 17	0,04	0,10	0,07	0,05

Face à grandeza do salto de deformações da cortina registado pela instrumentação no período referido, considera-se provável que algo tenha acontecido em obra (causa externa) a partir deste período e que não esteja a ser considerado na análise numérica, dificultando o ajuste da curva do modelo à curva da instrumentação. Assim, além da hipótese de um mecanismo de cedência nos bolbos de selagem das ancoragens dos primeiros níveis, considerou-se uma segunda hipótese: a presença de sobrecargas a tardoz da contenção que terão superado às previstas em projeto.

Procurou-se através de consulta ao registo fotográfico da obra referente ano de 2013, observar registos de todas as fases da obra de forma a avaliar a existência de sobrecargas a tardoz da contenção, na zona do painel S14 ou próximo deste, que pudessem colaborar com o mecanismo de deformações observado. Nas Figuras 5.25 a 5.40 apresenta-se o registo fotográfico da obra no local do painel S14 (zonas assinaladas nas fotografias).

As informações obtidas após esta pesquisa, estão resumidas nos Quadros 5.14 e 5.15 onde se identifica o equipamento existente na zona a tardoz do painel S14, a data da sua presença em obra e indica-se a capacidade do equipamento.



Figura 5.25: Registo fotográfico Estação Eucaliptos, 13 de Maio de 2013 (imagem cedida pela Companhia de Metropolitano de São Paulo).



Figura 5.26: Registro fotográfico Estação Eucaliptos, 04 de Junho de 2013 (imagem cedida pela Companhia de Metropolitano de São Paulo).



Figura 5.27: Registro fotográfico Estação Eucaliptos, 25 de Junho de 2013 (imagem cedida pela Companhia de Metropolitano de São Paulo).



Figura 5.28: Registro fotográfico Estação Eucaliptos, 16 de Julho de 2013 (imagem cedida pela Companhia de Metropolitano de São Paulo).



Figura 5.29: Registo fotográfico Estação Eucaliptos, 30 de Julho de 2013 (imagem cedida pela Companhia de Metropolitano de São Paulo).



Figura 5.30: Registo fotográfico Estação Eucaliptos, 06 de Agosto de 2013 (imagem cedida pela Companhia de Metropolitano de São Paulo).

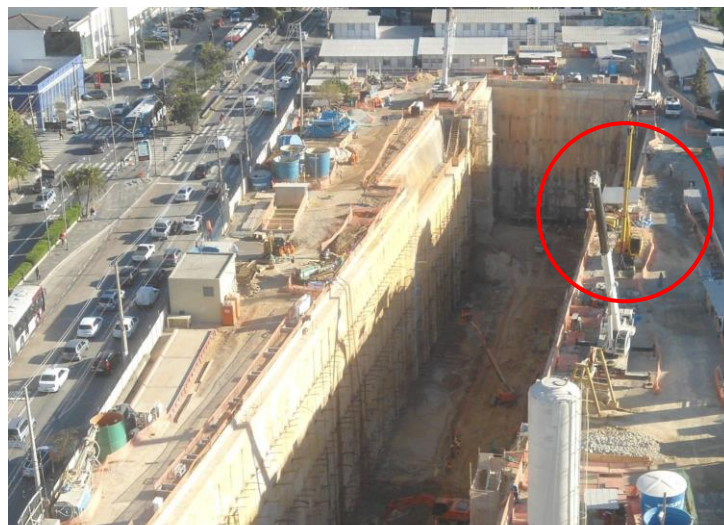


Figura 5.31: Registo fotográfico Estação Eucaliptos, 13 de Agosto de 2013 (imagem cedida pela Companhia de Metropolitano de São Paulo).



Figura 5.32: Registo fotográfico Estação Eucaliptos, 20 de Agosto de 2013 (imagem cedida pela Companhia de Metropolitano de São Paulo).



Figura 5.33: Registo fotográfico Estação Eucaliptos, 27 de Agosto de 2013 (imagem cedida pela Companhia de Metropolitano de São Paulo).



Figura 5.34: Registo fotográfico Estação Eucaliptos, 17 de Setembro de 2013 (imagem cedida pela Companhia de Metropolitano de São Paulo).



Figura 5.35: Registo fotográfico Estação Eucaliptos, 23 de Setembro de 2013 (imagem cedida pela Companhia de Metropolitano de São Paulo).



Figura 5.36: Registo fotográfico Estação Eucaliptos, 01 de Outubro de 2013 (imagem cedida pela Companhia de Metropolitano de São Paulo).



Figura 5.37: Registo fotográfico Estação Eucaliptos, 15 de Outubro de 2013 (imagem cedida pela Companhia de Metropolitano de São Paulo).

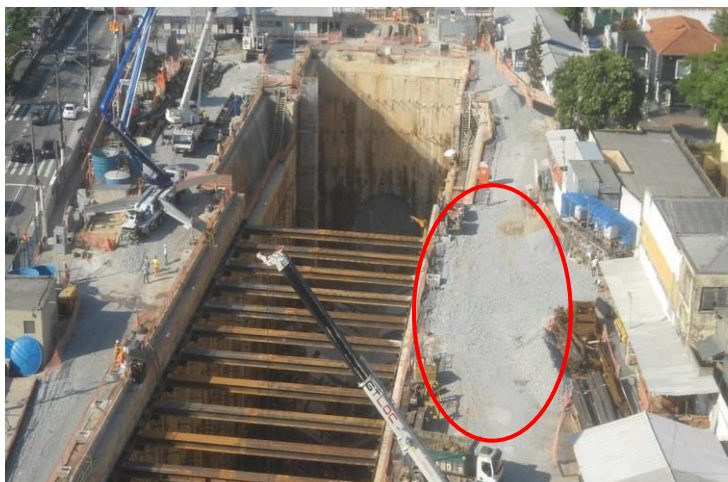


Figura 5.38: Registro fotográfico Estação Eucaliptos, 09 de Dezembro de 2013 (imagem cedida pela Companhia de Metropolitano de São Paulo).



Figura 5.39: Registro fotográfico Estação Eucaliptos, 16 de Dezembro de 2013 (imagem cedida pela Companhia de Metropolitano de São Paulo).

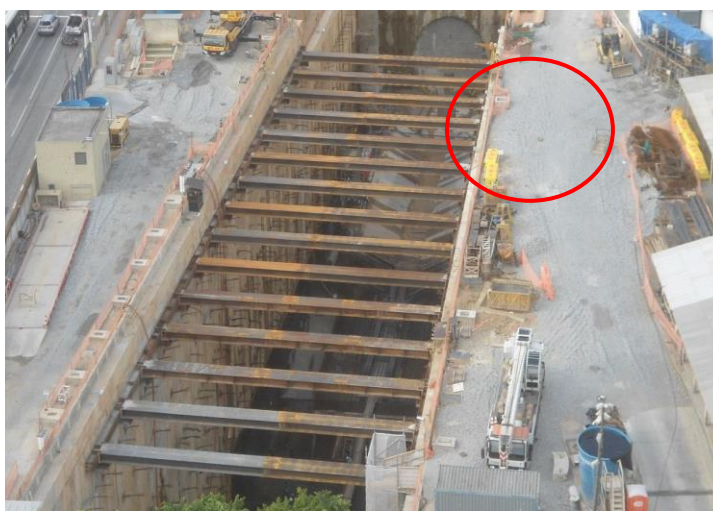


Figura 5.40: Registro fotográfico Estação Eucaliptos, 30 de Dezembro de 2013 (imagem cedida pela Companhia de Metropolitano de São Paulo).

Pela observação do registo fotográfico, interessa referir:

→ Nas fotografias existentes com data anterior a 12 de maio não se verifica a presença de máquinas a tardo da contenção, período coincidente com deformações pouco significativas, conforme indicado pelas curvas da instrumentação.

→ De maio a meados de setembro constata-se a presença constante de equipamentos a tardo do painel S14. De acordo com os registos da instrumentação, durante este período foram observadas deformações significativas da estrutura de contenção.

→ Intercalado no período anteriormente referido, a partir do final de julho/início de agosto, fase correspondente ao pré-esforço do sexto nível de ancoragens (fase 13), os registos fotográficos evidenciam uma maior concentração de máquinas e equipamentos na zona a tardo do painel S14. Neste mesmo período, a instrumentação regista um dos maiores incrementos de deformação.

→ A situação em termos de sobrecarga parece voltar a agravar-se entre final do mês de setembro e no mês de outubro, quando entram em obra as duas gruas utilizadas na colocação dos perfis metálicos para o escoramento do troço central da escavação. Nesta altura, correspondente à fase onde decorreram trabalhos de pré-esforço do sétimo nível de ancoragens (fase 15) e trabalhos de colocação das escoras (fase 16), na zona a tardo do painel S14 estiveram duas gruas sobre pneus, uma menor com capacidade de aproximadamente 75 toneladas (cor branca, da empresa Gtloc, Figuras 5.36 e 5.37) e outra maior com capacidade para 220 toneladas (cor vermelha, Liebherr). Neste período, a instrumentação regista outro salto em termos de deformação no sentido da escavação.

→ Na segunda quinzena do mês de setembro, no mês de novembro e finais de dezembro, não se observam máquinas ou equipamentos a tardo da cortina na zona do painel S14. De acordo com os registos da instrumentação, estes períodos correspondem a períodos de pouca deformação, com tendência para a estabilização nos meses de novembro e dezembro.

Estas informações estão resumidas nos Quadros 5.14 e 5.15, onde se descrevem os equipamentos, o período da obra em causa e a capacidade do equipamento. Esta última informação foi retirada das fichas técnicas dos equipamentos através do site das empresas fornecedoras, Gtloc e Liebherr, e confirmada posteriormente com técnicos que estiveram presentes em obra.

Quadro 5.14: Sobrecargas a tardoiz x faseamento construtivo (Painel S14, Parede Norte)

DATA	FASE CONSTRUTIVA	SOBRECARGA (EQUIPAMENTOS)	CAPACIDADE MÁXIMA
12/05/13	Escavação 4º patamar	1 grua de rastos	Grua sobre rastos: 60 ton.
04/06/13	Escavação 5º patamar	1 grua de rastos	Grua sobre rastos: 60 ton.
18/06/13	Escavação 5º patamar	Sem equipamentos	X
25/06/13	Escavação 5º patamar	1 grua sobre pneus (mais afastado do painel S14) 1 grua de rastos (zona a tardoiz do painel do S14)	Grua sobre pneus: 70 ton. Grua sobre rastos: 60 ton.
16/07/13	Pré-esforço 5º patamar Escavação 6º nível de ancoragens	1 grua de rastos (zona a tardoiz do painel do S14) 1 grua sobre pneus (mais afastado do painel S14)	Grua sobre rastos: 60 ton. Grua sobre pneus: 70 ton.
30/07/13	Pré-esforço 6º nível de ancoragens	Grande quantidade de equipamentos a tardoiz da parede norte (retroescavadora com braço telescópico, grua sobre pneus, camiões, etc.).	Grua sobre pneus: 70 ton. Grua sobre rastos: 60 ton
06/08/13	Pré-esforço 6º nível de ancoragens	1 retro de rastos com braço telescópico (zona a tardoiz do painel do S14) 1 grua sobre pneus (mais afastado do painel S14)	Grua sobre rastos: 60 ton Grua sobre pneus: 70 ton.
13/08/13	Escavação 7º patamar	1 retro de rastos com braço telescópico (zona a tardoiz do painel do S14) 1 grua sobre pneus (mais afastado do painel S14)	Grua sobre rastos: 60 ton Grua sobre pneus: 70 ton.
20/08/13	Escavação 7º patamar	1 grua de rastos (zona a tardoiz do painel do S14) 1 grua sobre pneus (mais afastado do painel S14)	Grua sobre rastos: 60 ton Grua sobre pneus: 70 ton.
27/08/13	Escavação 7º patamar	1 retro de rastos com braço telescópico (zona a tardoiz do painel do S14) 1 grua sobre pneus (mais afastado do painel S14)	Grua sobre rastos: 60 ton Grua sobre pneus: 70 ton.

Quadro 5.15: Sobrecargas a tardoz x faseamento construtivo (Painel S14, Parede Norte) - continuação

DATA	FASE CONSTRUTIVA	SOBRECARGA (EQUIPAMENTOS)	CAPACIDADE MÁXIMA
23/09/13	Pré-esforço 7º nível de ancoragens	Sem máquinas a tardoz do painel S14. 1 grua sobre pneus (mais afastado do painel S14)	Grua sobre pneus: 70 ton.
01/10/13	Pré-esforço 7º nível de ancoragens Início da colocação de escoras	2 gruas sobre pneus para a colocação das escoras metálicas	Grua sobre pneus: 70 ton. Grua sobre pneus: 220 ton.
15/10/13	Colocação de escoras	2 gruas sobre pneus para a colocação das escoras metálicas. A grua mais pesada parece estar situada mais próxima do painel S14.	Grua sobre pneus: 70 ton. Grua sobre pneus: 220 ton.
29/10/13	X	Sem máquinas	X
16/12/13	Escavação e betonagem para a laje de fundo	1 grua sobre pneus	Grua sobre pneus: 70 ton
30/12/13	X	Sem máquinas	X

No Quadro 5.16 apresenta-se a correlação entre a informação observada no registo fotográfico, os resultados da instrumentação, o período de ocorrência e as fases da obra.

Quadro 5.16: Correlação sobrecarga x gravidade das deformações x faseamento construtivo

GRAVIDADE	PERÍODO	REGISTO FOTOGRÁFICO	INSTRUMENTAÇÃO	FASE DA OBRA
	INÍCIO DA OBRA A MEADOS DE MAIO	SEM EQUIPAMENTO A TARDOZ	DEFORMAÇÃO POUCO SIGNIFICATIVA	ESCAVAÇÃO DO 1º AO 4º PATAMAR
	MEADOS DE MAIO A FINAIS DE JULHO	EQUIPAMENTOS A TARDOZ (GRUA 60 TON.)	DEFORMAÇÃO ACENTUADA	ESCAVAÇÃO DO 4º AO 6º PATAMAR
	FINAL DE JULHO A INÍCIO/MEADOS DE AGOSTO	MUITOS EQUIPAMENTOS A TARDOZ	DEFORMAÇÃO MUITO ACENTUADA	PRÉ-ESFORÇO DO 6º NÍVEL E ESCAVAÇÃO DO 7º PATAMAR
	MEADOS DE AGOSTO A MEADOS DE SETEMBRO	EQUIPAMENTOS A TARDOZ (GRUA 60 TON.)	DEFORMAÇÃO ACENTUADA	ESCAVAÇÃO DO 7º PATAMAR
	FINAIS SETEMBRO A INÍCIO DE OUTUBRO	SEM EQUIPAMENTOS A TARDOZ (FINAL SETEMBRO) EQUIPAMENTOS A TARDOZ (GRUA 70 TON., INÍCIO OUTUBRO)	ALGUMA RECUPERAÇÃO DA DEFORMAÇÃO	PRÉ-ESFORÇO DO 7º NÍVEL DE ANCORAGENS E COLOCAÇÃO DE ESCORAS
	OUTUBRO	EQUIPAMENTOS PESADOS A TARDOZ (GRUA 220 TON.)	DEFORMAÇÃO MUITO ACENTUADA	PRÉ-ESFORÇO DO 7º NÍVEL DE ANCORAGENS E COLOCAÇÃO DE ESCORAS
	NOVEMBRO A DEZEMBRO	SEM EQUIPAMENTOS	TENDÊNCIA PARA ESTABILIZAÇÃO	-
	MEADOS DEZEMBRO	EQUIPAMENTO GRUA 60 TON.	TENDÊNCIA PARA ESTABILIZAÇÃO	ESCAVAÇÃO E BETONAGEM DA LAJE DE FUNDO
	FIM DEZEMBRO	SEM EQUIPAMENTOS	TENDÊNCIA PARA ESTABILIZAÇÃO	-

	PERÍODO NÃO CRÍTICO (POUCA DEFORMAÇÃO)		PERÍODO CRÍTICO
	PERÍODO COM DEFORMAÇÃO ACENTUADA		PERÍODO COM RECUPERAÇÃO DA DEFORMAÇÃO

Conforme se observa no Quadro 5.16, as informações deduzidas através da consulta ao registo fotográfico estão “em fase” com os resultados observados na instrumentação (marcos refletos e inclinómetro), não tendo que significar necessariamente uma relação causa – efeito uma vez que há um conjunto de outros parâmetros em causa, mas de certa forma o registo fotográfico corrobora os resultados indicados pela instrumentação.

Para a melhor compreensão e avaliação das grandezas das cargas envolvidas, aborda-se nos parágrafos seguintes a origem das cargas que foram consideradas em projeto e quais os carregamentos que estas contemplam, bem como, a estimativa das sobrecargas representadas pelos equipamentos observados nos registos fotográficos.

5.5.7. Sobrecargas

No projeto da Estação Eucaliptos foram consideradas duas sobrecargas P e P', P com um valor de 10 kPa e P' com um valor de 35 kPa (Geodata - Consórcio Linha 5 Metrô de São Paulo, 2012f).

De acordo com o capítulo 2 do documento técnico da Companhia de Metropolitano de São Paulo designado “Diretrizes para o Cálculo das Obras executadas pelo Método da Trincheira” (2008), documento com base no qual foram determinadas as cargas adotadas em projeto, prevêem-se dois tipos de sobrecargas que podem atuar em conjunto a tardoz da estrutura de contenção, designadas P e P':

“A sobrecarga uniformemente distribuída de 10 KN/m^2 , designada por P, contempla o depósito de materiais de construção e também as cargas provenientes do tráfego de veículos, desde que estes apresentem cargas totais iguais ou inferiores a 220 kN, em veículos de carga de dois ou mais eixos, e 380 kN, em veículos e caminhões com reboque.” (Companhia de Metropolitano de São Paulo, 2008)

O documento refere que deve ser verificado se as cargas por eixo destes veículos não ultrapassam os seguintes valores: 100 kN por eixo simples, com distância entre eixos menor que 2 m, e 160 kN, por eixo duplo com distâncias entre eixos de 1 a 2 metros. Sendo ainda referido que estas condições de carga são válidas desde que se garanta uma distância mínima de 1 m entre o bordo da faixa de rodagem e a estrutura de contenção. (Companhia de Metropolitano de São Paulo, 2008).

Nos casos em que as características dos veículos ultrapassem os limites acima estabelecidos ou a distância destes à parede de contenção for inferior a 1 m, deve-se considerar um segundo tipo de sobrecarga equivalente, designada P', aplicada numa faixa com largura de 1,5 m e encostada à escavação, admitindo-se duas situações:

→ “Se para os veículos de carga nos valores limites definidos anteriormente não for possível garantir a distância mínima de 1 m, as sobrecargas equivalentes serão: $P' = 10 \text{ kPa}$ se a distância mínima for de 0,6 m, e $P' = 40 \text{ kPa}$ se não for observada nenhuma distância mínima” (Companhia de Metropolitano de São Paulo, 2008).

→ “Para equipamentos de levantamento de cargas, que apresentam cargas acima dos referidos limites, as sobrecargas P' podem ser definidas em função da carga útil de

levantamento”, conforme se descreve a seguir (Companhia de Metropolitano de São Paulo, 2008):

- $P' = 30 \text{ kN/m}^2$ para carga útil de 100 kN;
- $P' = 60 \text{ kN/m}^2$ para carga útil de 300 kN;
- $P' = 90 \text{ kN/m}^2$ para carga útil de 500 kN;
- $P' = 120 \text{ kN/m}^2$ para carga útil de 700 kN.

É referido no mesmo documento que estas equivalências são válidas se entre o apoio do equipamento mais próximo da escavação e o bordo da estrutura de contenção houver uma distância de no mínimo 0,60 m.

No caso em análise, de acordo com o registo fotográfico observado, a distância mínima de 1 m parece ser verificada em todas as fases da obra. No entanto, a diretriz exposta no referido documento da Companhia de Metropolitano de São Paulo (2008), com base no qual foram assumidos os pressupostos do projeto, e as situações de carregamento observadas em obra conduzem a um valor de sobrecarga P' que difere daquele que foi considerado em projeto.

De acordo com o registo fotográfico, parece ter existido em obra a presença de veículos com cargas acima dos limites descritos no referido documento, nomeadamente: guindaste de esteira SQM600A de 60 toneladas, guindaste telescópico sobre rodas QY70K-1 de 70 toneladas (Gtloc, Guindastes e Transportes Ltda., 2015) e guindaste telescópico sobre rodas Liebherr LTM de 220 toneladas, utilizado na fase final da obra para colocação de escoras (Liebherr, 2015).

A identificação destes equipamentos foi realizada com base no registo fotográfico dos mesmos, através de consulta ao sítio das empresas fornecedoras Gtloc e Liebherr, e confirmada posteriormente com técnicos envolvidos na obra.

Para a estimativa do valor da sobrecarga P' correspondente aos equipamentos descritos, considerou-se a correspondência entre os incrementos de sobrecarga $\Delta P'$ e o aumento da capacidade útil do equipamento, conforme listagem de valores estabelecida pela referida Diretriz da Companhia de Metropolitano de São Paulo (2008), apresentada anteriormente.

Atendendo aos valores de incremento da sobrecarga ($\Delta P'$) em função do aumento da capacidade útil do equipamento, por meio de uma regra de proporcionalidade direta obteve-se uma aproximação ao valor da carga P' tendo em conta as capacidades dos

equipamentos identificados em obra (aplicada ao longo de uma faixa com 1,5 m de largura adjacente à contenção):

- grua sobre rastos de 60 toneladas: $P' \approx 105 \text{ kN/m}^2$;
- grua sobre pneus de 70 toneladas: $P' \approx 120 \text{ kN/m}^2$;
- grua sobre pneus de 220 toneladas: $P' \approx 345 \text{ kN/m}^2$.

Importa referir que as observações do registo fotográfico da obra constituem um indicador pouco preciso para a estimativa das sobrecargas em causa, uma vez que a localização do painel S14 na fotografia é aproximada.

Assim, tendo em conta as observações feitas através do registo fotográfico da obra e as diretrizes constantes no documento técnico da Companhia de Metropolitano de São Paulo designado “Diretrizes para o Cálculo das Obras executadas pelo Método da Trincheira” (2008), pode-se considerar o seguinte cenário:

→ Desde maio até meados de setembro de 2013 (fase de escavação para o quarto nível de ancoragens até a fase de escavação do sétimo nível de ancoragens) parece ter sempre presente a tardoz ou próximo do tardoz do painel S14 pelo menos uma grua sobre rastos com uma capacidade máxima de 60 toneladas, o que equivale a uma sobrecarga adicional P' de 105 kN/m^2 nas fases construtivas correspondentes a este período, e não de 35 kN/m^2 conforme adotado nas análises numéricas até agora realizadas.

→ Foi constatada uma maior concentração de equipamentos a tardoz da parede norte a partir do término do mês de julho e início do mês de agosto de 2013 (fase de pré-esforço do sexto nível de ancoragens), representando possivelmente uma fase de maior carregamento. A quantificação da sobrecarga equivalente para esta situação foi realizada admitindo a sobrecarga equivalente a uma grua sobre rastos de 60 toneladas a tardoz do painel S14 (visível no registo fotográfico) agravada por um coeficiente de majoração de 1,25 (arbitrado) para ter em conta a influência dos outros equipamentos na zona a tardoz do painel S14, o que resulta numa sobrecarga $P' = 131 \text{ kN/m}^2$.

→ A partir de final de setembro e início de outubro (fase de pré-esforço do sétimo nível de ancoragens e instalação do escoramento metálico), observa-se uma mudança dos equipamentos a tardoz da parede norte na proximidade do painel S14, com a presença de maquinaria mais pesada, que corresponde a duas gruas móveis sobre pneus. A mais pesada com cerca de 220 toneladas situada mais próxima do painel S14, corresponde a

uma sobrecarga adicional P' de aproximadamente 345kN/m^2 , a mais leve com 70 toneladas situada na proximidade, corresponde a uma sobrecarga adicional de 120kN/m^2 .

→ No início do mês de dezembro de 2013, não se observa qualquer equipamento a tardo do painel S14.

→ Em meados de dezembro (fase de escavação e betonagem para a laje de fundo), constata-se a presença de uma grua móvel sobre pneus de 70 toneladas a tardo da parede norte, na zona correspondente ao painel S14, o que equivale a uma sobrecarga adicional P' de 120kN/m^2 .

→ No final do mês de dezembro não há registo de equipamentos a tardo da parede norte na zona correspondente ao painel S14.

Face ao observado, optou-se por retomar a análise numérica do painel S14 tendo em conta as condições de carregamento observadas no registo fotográfico e quantificadas pela análise anteriormente descrita. Este último modelo foi realizado com base no modelo A14, que representa a melhor aproximação conseguida até então, e foi designado A61. No item seguinte apresenta-se a descrição do modelo A61 e os resultados obtidos após o seu processamento.

5.5.8. Modelo A61 – Alteração nas condições de sobrecarga

O modelo A61 é idêntico ao modelo A14 (Quadros 5.8 e 5.9, item 5.5.3) com exceção apenas para as condições de sobrecarga resultantes de maquinarias existentes a tardo da contenção.

No modelo A61 procurou-se reproduzir as condições de carregamento visualizadas no registo fotográfico e quantificadas em função dos equipamentos identificados a tardo do painel S14 em cada uma das fases da escavação. Conforme referido anteriormente no item 5.5.7, os valores das cargas aplicadas e a geometria destas foram definidas de acordo com o capítulo 2 do documento “Diretrizes para o Cálculo das Obras executadas pelo Método da Trincheira” (Companhia de Metropolitano de São Paulo, 2008). De acordo com o referido documento, considerou-se uma sobrecarga de 10kN/m^2 , designada sobrecarga P , adjacente a uma sobrecarga adicional, designada P' , aplicada ao longo de uma faixa com 1,5 m de largura posicionada junto à estrutura de contenção, sendo o valor desta carga (P') variável consoante a fase da escavação.

O faseamento construtivo adotado neste modelo, tendo em conta as diferentes situações de carregamento a tardo, foi definido da seguinte forma:

→ Início da obra de escavação até pré-esforço do terceiro nível de ancoragens (início de maio de 2013): sobrecarga P de 10 kN/m^2 adjacente e sobrecarga adicional P' de 35 kN/m^2 (fase 1 a fase 7, Quadro 5.3, subcapítulo 5.4).

→ Fase de escavação do quarto patamar até a fase de escavação do sétimo patamar (maio a meados de setembro de 2013): sobrecarga P de 10 kN/m^2 com uma sobrecarga adicional P' de 105 kN/m^2 , correspondente a existência de uma grua sobre rastros de 60 toneladas a tardo do painel S14. A partir da fase de pré-esforço do sexto nível de ancoragens (fase 13, final de julho e início de agosto) esta sobrecarga adicional P' de 105 kN/m^2 foi considerada com um agravamento de 25% pela presença de outros equipamentos adjacentes. A sobrecarga P' é aplicada encostada à escavação e ao longo de uma faixa com 1,5 m de largura (fase 8 a fase 14, Quadro 5.3, subcapítulo 5.4).

→ Fase de pré-esforço do sétimo nível de ancoragens e fase de colocação do escoramento metálico (meados de setembro a outubro de 2013): sobrecarga de 10 kN/m^2 com uma sobrecarga adicional de 345 kN/m^2 , correspondente a existência de uma grua sobre pneus de 220 toneladas a tardo do painel S14. Esta sobrecarga é aplicada encostada à escavação e ao longo de uma faixa com 1,5 m de largura. (fase 15 a fase 16, Quadro 5.3, subcapítulo 5.4).

→ Após a fase do escoramento metálico, remoção da sobrecarga adicional P' (final de outubro e início de dezembro de 2013).

→ Fase final de escavação e betonagem para a laje de fundo (meados de dezembro de 2013): sobrecarga de 10 kN/m^2 com ativação de uma sobrecarga adicional de 120 kN/m^2 , correspondente a existência de uma grua sobre pneus de 70 toneladas a tardo do painel S14. Esta sobrecarga é aplicada encostada à escavação e ao longo de uma faixa com 1,5 m de largura (fase 17, Quadro 5.3, subcapítulo 5.4).

Nas Figuras 5.41 a 5.43 apresentam-se os resultados obtidos com este modelo para algumas fases da obra.

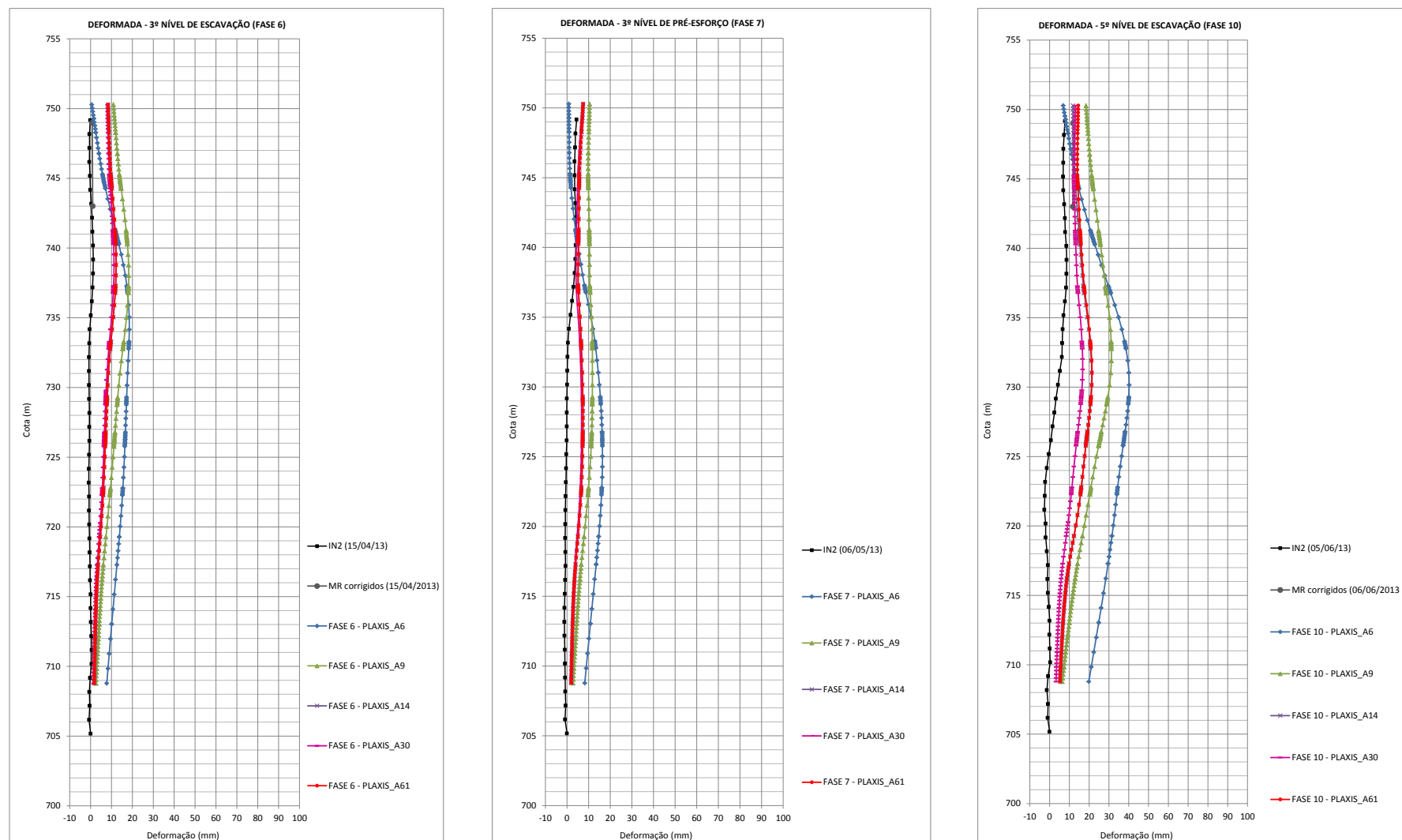


Figura 5.41: Deformações horizontais da cortina. Modelo 61 (Plaxis v. 8.2).

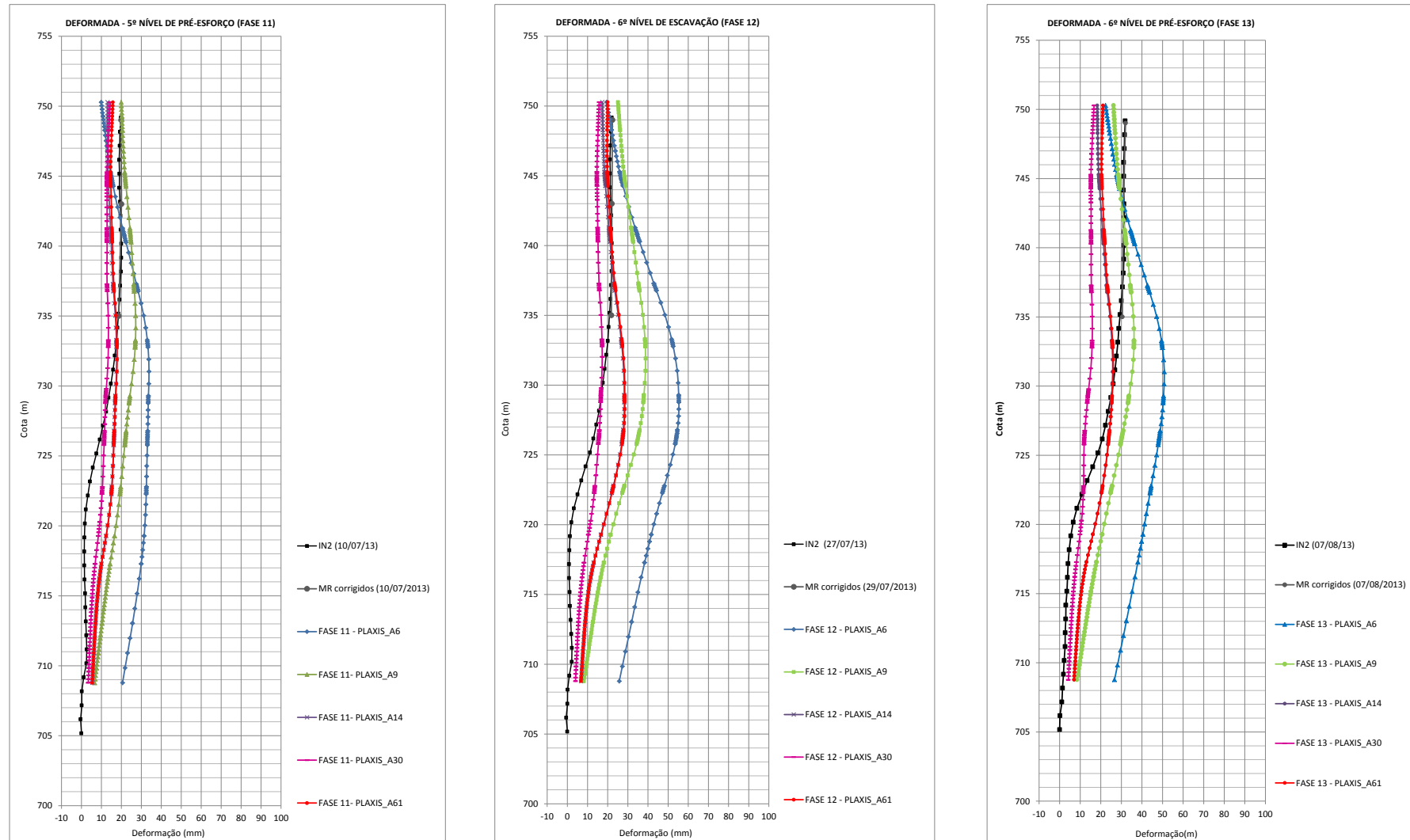


Figura 5.42: Deformações horizontais da cortina. Modelo A61 (Plaxis v. 8.2).

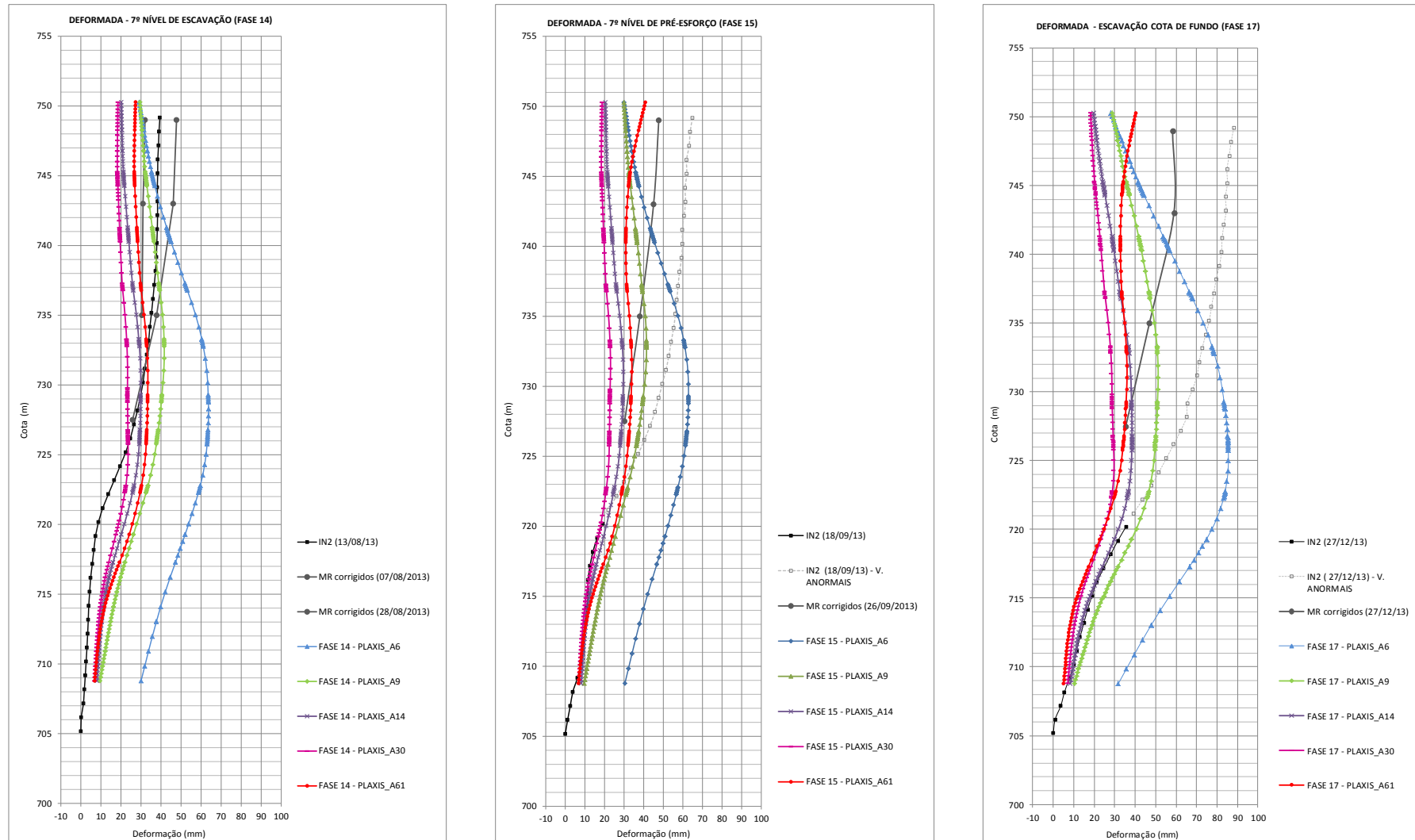


Figura 5.43: Deformações horizontais da cortina. Modelo A61 (Plaxis v. 8.2).

Através da comparação das deformadas do modelo com as deformadas da instrumentação, constata-se que:

→ Até ao sexto nível de pré-esforço (fase 13) os resultados são praticamente sobreponíveis aos resultados do modelo A14. Tal comportamento indica que a diferença entre sobrecargas consideradas (35 kN/m^2 no modelo A14 e 105 a 131 kN/m^2 no modelo A61) não se reflete de forma significativa sobre a contenção.

→ A partir da fase de escavação para o sétimo nível de ancoragens (fase 14) observa-se um avanço embora modesto, da curva do modelo A61 que, comparativamente à curva do modelo A14, deforma mais em direção a escavação em cerca de 7mm.

→ Nas fases finais da obra correspondente ao pré-esforço das ancoragens do sétimo nível e colocação do escoramento metálico (fase 15) a fase de escavação do último patamar (fase 17), observa-se um avanço mais significativo das curvas do modelo em direção às curvas da instrumentação, constatando-se um incremento de deformação horizontal de cerca de 20 mm no topo da contenção que diminui em profundidade para um avanço de 5 mm aproximadamente.

Embora a grandeza das deformações da cortina proveniente da análise numérica esteja aquém da grandeza das deformações indicadas pela instrumentação, considera-se que as sobrecargas adotadas na análise do modelo A61 permitiram a obtenção de deformadas com maior paralelismo às curvas inclinométricas, sobretudo no topo da contenção nas fases finais da escavação.

Atendendo ao maior paralelismo observado nas fases finais da escavação (no topo da contenção), considera-se que as deformadas deste modelo A61 são as que melhor se ajustam as deformadas provenientes da instrumentação.

O aumento da sobrecarga nas fases avançadas da escavação em certa medida melhorou o ajuste das curvas modeladas às curvas da instrumentação. Esta melhoria se traduz sobretudo pelo maior paralelismo observado na zona junto ao topo da contenção entre as curvas do modelo e as curvas do inclinómetro.

Pelo trabalho até aqui desenvolvido, considera-se que os próximos modelos deverão ter em conta o agravamento da sobrecarga nas fases avançadas da escavação, sobretudo a partir da fase de pré-esforço do sexto nível de ancoragens (fase 13, início do mês de

agosto de 2013). Para se conseguir um melhor ajuste às curvas da instrumentação poderão ainda ser discutidas as seguintes possibilidades:

- alterações na parametrização dos solos;
- consideração de eventuais mecanismos de consolidação dos estratos argilosos;
- admissão de outro modelo para o comportamento mecânico do maciço, como por exemplo, o modelo *Hardening Soil* ao invés do modelo *Mohr - Coulomb*.

No próximo subcapítulo serão discutidas cada uma destas possibilidades.

5.6. Conclusões Finais

Apresenta-se a seguir as conclusões retiradas das análises numéricas realizadas e discutem-se questões sobre análises futuras.

→ A menor deformabilidade do maciço na parte inferior da cortina, Formação de Resende, parece de certa forma condicionar uma menor deformação na parte superior desta em contacto com a Formação de São Paulo, sugerindo neste caso, um possível mecanismo de transferência vertical de tensões entre a zona superior mais deformável do maciço e a zona inferior mais rígida.

→ No modelo em que se optou por diminuir os módulos de deformabilidade dos horizontes superficiais da Formação de São Paulo, constatou-se que o ajuste próximo ao topo da cortina, nas fases iniciais da escavação, é desfavorecido uma vez que sendo maior a deformabilidade nesta zona, a curva modelada afasta-se da curva instrumentada na metade superior da contenção.

→ Questionou-se a possibilidade da ocorrência de efeitos de consolidação nos estratos argilosos, não contemplados nas análises realizadas. Contudo, após observação dos dados da piezometria *versus* bombagem (ver subcapítulo 3.4), considerou-se que a importância de um eventual efeito de consolidação no comportamento da contenção seria modesta.

Conforme descrito no subcapítulo 3.4, a partir de setembro de 2013 ficaram concluídos e em funcionamento os 36 poços de bombagem previstos, neste período, o trabalho que decorria na escavação na zona do painel S14 era o pré-esforço das ancoragens do sétimo nível. Assim, numa primeira análise, considerou-se possível que um mecanismo de consolidação possa ter sido iniciado a partir desta altura nos horizontes argilosos

resultantes dos efeitos da bombagem. Contudo, os resultados da piezometria não evidenciam qualquer relação que sugira esta possibilidade, uma vez que não foi constatada conexão suficiente entre as superfícies piezométricas.

→ Através da observação das zonas de cedência nos modelos em Plaxis e da variação da força nas ancoragens, avaliou-se a possibilidade de um eventual mecanismo de cedência na zona dos bolbos de selagem das ancoragens dos três primeiros níveis que pudesse justificar o significativo deslocamento horizontal experimentado pela contenção a partir de agosto de 2013. A observação das zonas de cedência nos modelos processados em Plaxis não demonstrou qualquer alinhamento preferencial a tardoz da contenção que pudesse sugerir mecanismos de instabilidade. A observação da variação da força nas ancoragens do painel S14, registada pelas células de carga, sugere um possível mecanismo de cedência na zona dos bolbos de selagem, uma vez que a grandeza das variações de carga registadas não corresponde àquela que resultaria da deformação elástica que seria esperada na ancoragem face ao deslocamento horizontal registado na contenção. No entanto, a avaliação das restantes células de carga instaladas na parede norte não fundamenta tal hipótese, uma vez que cerca de 70% das ancoragens instrumentadas seguem a mesma tendência de comportamento das ancoragens do painel S14, evidenciam pequenas variações de carga, e as anomalias observadas não evidenciam uma relação direta com o comportamento daquele painel. Esta análise não foi conclusiva.

→ Outra hipótese considerada foi a existência de sobrecargas a tardoz da contenção, na fase de escavação, que teriam superado as sobrecargas previstas em projeto. Através de consulta ao registo fotográfico da obra, confirmou-se a existência de sobrecargas a tardoz do painel S14, superiores às consideradas em projeto, que atuam em períodos que coincidem com períodos críticos da escavação em termos de deformação da estrutura de contenção.

→ Tendo em conta os resultados observados nas análises realizadas em Plaxis, considera-se que o modelo onde se obtiveram deformadas com melhor ajuste às curvas da instrumentação foi o modelo A61. Este modelo difere do modelo inicial, A6 – condições da Memória de Cálculo, pelas condições de sobrecarga e pelo aumento nos valores dos módulos de deformabilidade em profundidade, nomeadamente nas areias da Formação de Resende. Sendo que este último parâmetro assume um papel mais importante ou mais condicionante sobre a deformada final da contenção.

→ Considera-se que o paralelismo entre as deformadas do modelo A61 e as deformadas da instrumentação será melhorado pela adoção de um modelo de comportamento do solo que reproduza melhor a realidade do maciço.

→ Observou-se que o aumento da rigidez das camadas inferiores é funcional até certa medida uma vez que a partir de determinada grandeza no valor do módulo de deformabilidade, o benefício observado em termos de redução das deformações é muito pequeno, a alteração observada nos resultados não acompanha a alteração da parametrização. Perde-se o efeito do parâmetro em causa. Considera-se que este comportamento deve-se ao facto do solo neste caso estar claramente noutra domínio, no qual as limitações de um modelo elasto-plástico perfeito com critério de rotura tipo *Mohr-Coulomb* se fazem sentir ainda com maior amplitude.

→ Atendendo aos resultados observados nos modelos analisados, considera-se que o caminho para o melhor ajuste dos modelos às curvas da instrumentação não será por variações na rigidez do maciço, admite-se como melhor hipótese para o caminho a seguir a adoção de outro modelo de comportamento do solo, mais ajustado à realidade do maciço. No caso em estudo, considera-se que seria interessante avaliar os resultados de uma análise numérica utilizando o *Hardening Soil Model*, que permite entre outras coisas, considerar a variação da deformabilidade com o nível de carregamento e a adoção de módulos de deformabilidade distintos para os primeiros carregamentos e para os ciclos de carga e descarga.

→ O *Hardening Soil Model* é um modelo avançado para simulação do comportamento do solo caracterizado por uma curva tensão-deformação que reproduz o comportamento elásto-plástico dos materiais.

→ Segundo Surarak *et al.* (2012) no *Hardening Soil Model* as deformações são calculadas considerando a rigidez do solo em função dos níveis de tensão instalados, sendo a relação entre tensão-deformação estabelecida consoante a trajectória seja de carga, descarga ou recarga.

→ Obrzud (2011) refere que este modelo reproduz a acentuada redução da rigidez do solo com o aumento das tensões de corte, resultando em padrões de comportamento mais realistas para as condições de carga em serviço.

→ Tal comportamento é aplicável especialmente no caso em estudo, correspondente a uma escavação profunda suportada por cortina, onde ao longo da sequência construtiva o que se verifica são sucessivas trajectórias de carga e descarga. Tais mecanismos resultam em respostas do maciço que, para um mesmo estrato, serão condicionadas por diferentes parâmetros de rigidez, e não por um único valor médio para o estrato em causa conforme considerado no modelo mais simplista de *Mohr-Coulomb*. Considera-se que a deformação acentuada registada pela instrumentação a partir de agosto de 2013 poderá estar associada, entre outros, a uma degradação da rigidez do maciço devido aos maiores níveis de tensões de corte instalados nas fases mais avançadas da obra, sobretudo na zona superior do maciço.

→ De acordo com Surarak *et al.* (2012), o modelo *Mohr-Coulomb*, modelo elasto-plástico perfeito, é um modelo relativamente simples, sendo um modelo amplamente utilizado entre os praticantes de engenharia. Segundo o mesmo autor, a utilização deste modelo deve ser feita com cuidado uma vez que a trajectória de tensões daí resultante pode conduzir a resultados enganosos.

→ Obrzud (2011) refere que modelos simples, como o modelo *Mohr-Coulomb*, são adequados para a análise de estados limites. Segundo o autor, para a análise de deformações, como é o caso de escavações profundas suportadas por estruturas de contenção ou problemas de consolidação, a obtenção de resultados que sejam uma aproximação ao comportamento real dos solos deve ser conseguida com recurso a modelos constitutivos avançados.

→ Segundo o manual do programa Plaxis, *Material Models* (Plaxis Version 8, 2002a), a utilização do modelo *Mohr-Coulomb* é aconselhada para uma primeira análise do problema considerado, representando uma aproximação em primeira ordem ao comportamento do solo.

→ A dificuldade na utilização destes modelos mais avançados é que são análises mais exigentes no que diz respeito à parametrização dos solos. De acordo com Surarak *et al.* (2012), para a análise com o *Hardening Soil Model* são necessários dez parâmetros geotécnicos para a caracterização do solo, número consideravelmente superior aos necessários para o modelo *Mohr-Coulomb*. O mesmo autor refere ainda ser recomendável que os parâmetros de rigidez sejam calibrados através de ensaios laboratoriais apropriados, ensaios edométricos e/ou ensaios triaxiais.

→ Em Schanz, Vermeer, and Bonnier (1999) é referido que face à falta de uma adequada caracterização sobretudo dos parâmetros de rigidez do solo, não se considera vantajoso o emprego de modelos complexos de tensão-deformação.

→ No caso dos solos em estudo, a dificuldade na parametrização geotécnica é agravada pelas características particulares dos solos do Terciário da Bacia de São Paulo. Segundo Massad *et al.* (1992) uma das características marcantes dos solos do terciário situados acima da cota de drenagem (aproximadamente 715 m) é a sua heterogeneidade no que se refere a sua tensão de pré-consolidação que não guarda nenhuma relação com o peso dos solos erodidos, atribuiu-se este facto ao processo de secagem, cimentação e lixiviação que imprimiu nestes solos características *sui generis*. Tal facto, constitui uma primeira dificuldade na avaliação dos módulos de deformabilidade destes materiais.

→ Constata-se que neste caso, a caracterização dos parâmetros de rigidez deve ter em conta a influência da estrutura no comportamento dos solos.

Pelo que foi exposto, considera-se que o próximo passo deverá ser a “tentativa” de caracterizar os solos em causa, numa primeira fase por consulta a trabalhos de investigação realizados nestes materiais e publicados na bibliografia da especialidade e numa segunda fase através da realização de ensaios, para ser possível a análise numérica com modelos mais avançados como por exemplo o *Hardening Soil Model*.

6. ESCAVAÇÕES EM POÇOS CIRCULARES OU ELÍPTICOS

6.1. Soluções de contenção x metodologia de escavação

As vantagens da solução de poços multisseccantes de grande diâmetro ficaram bem conhecidas em São Paulo, onde este método tem sido implementado com sucesso na construção de algumas Estações do Metro. Esta técnica, comparada com a técnica tradicional *cut & cover*, oferece vantagens em termos de custo, tempo e simplicidade do processo construtivo (Stefanizzi *et al.*, 2014).

Em Portugal, os poços elípticos assumem-se como uma inovação no domínio das escavações em meio urbano devido à sua forma geométrica e ao modo de funcionamento da estrutura de contenção, muito interessantes do ponto de vista económico e da engenharia uma vez que permitem maximizar o benefício da interação entre o elemento estrutural e o maciço escavado, obtendo-se uma solução mais simples e igualmente segura.

Segundo Topa Gomes (2008) a forma circular, ou aproximadamente circular, deste tipo de obras faz com que o suporte possua elevada rigidez, na medida em que se encontra fundamentalmente sujeito a esforços de membrana de compressão. Ou seja, o revestimento do poço ao constituir um anel fechado, trabalhará fundamentalmente à compressão, não exigindo sistemas de suporte adicionais como escoras ou ancoragens (Júnior, França, Silva, & Matsui, 2010).

No caso de poços múltiplos secantes, o equilíbrio da contenção é conseguido através do recurso a escoras colocadas nas zonas de intersecção dos poços, dispostas em vários níveis ao longo da profundidade da escavação. Estas escoras tornam-se parte integrante da estrutura definitiva da estação (Silva, Aguiar, Teixeira, Júnior, & Almeida, 2014).

Tendo por base as experiências adquiridas neste domínio, a adoção desta solução de escavação por poços pode ser realizada com recurso a diferentes estruturas de contenção que definem diferentes metodologias de escavação, nomeadamente: poços realizados pelo método da escavação sequencial (SEM) e poços realizados com recurso a paredes moldadas.

6.1.1. Poços realizados pelo método da escavação sequencial

Poços de grande diâmetro escavados pelo método da escavação sequencial são também conhecidos por poços NATM, pelo facto da sua escavação estar fortemente baseada nos princípios básicos do NATM (*New Austrian Tunneling Method*). Estes princípios são a utilização do maciço circundante à escavação como parte do sistema de suporte, e não somente como ação de carregamento, e a intensa instrumentação do maciço durante o processo construtivo, de forma a aferir a metodologia construtiva e o sistema de suporte empregue (Júnior *et al.*, 2010).

De um modo simplificado, pode-se dizer que uma construção com recurso ao Método de Escavação Sequencial se materializa à custa de, em fases sucessivas, se ir escavando pequenos avanços e aplicando, tão rapidamente quanto possível, o suporte provisório (Topa Gomes, 2008). Este suporte é constituído por betão projetado reforçado com malha eletrosoldada, sem qualquer tipo de elementos exteriores como ancoragens ou pregagens. É uma sequência similar à escavação de túneis NATM em muitos aspectos, entre eles a analogia entre os métodos construtivos e a semelhança dos fenómenos de redistribuição de tensões.

No caso de poços múltiplos e secantes, a escavação é realizada por fases onde se escavam poços alternados, primeiro escavam-se os poços primários e depois os poços secundários. Este processo tem a vantagem da presença do revestimento primário aquando da escavação dos poços secundários (Stefanizzi *et al.*, 2014).

Aspecto relevante da solução de poços elípticos realizados pelo método da escavação sequencial prende-se com as características do maciço, que não podem ser demasiado precárias, já que a escavação se faz sem qualquer confinamento. Tal obriga a que o maciço tenha uma componente coesiva de resistência e que o nível freático seja rebaixado, previamente ou durante o processo construtivo (Topa Gomes, 2014). Stefanizzi *et al.* (2014) afirma que a geologia e o nível freático influenciam fortemente a aplicabilidade deste método.

Como vantagens desta solução, Topa Gomes (2008) refere que pelo facto do suporte estar sujeito basicamente a esforços de compressão, para os quais o betão possui adequada resistência, obtém-se uma economia muito significativa quer do volume de betão a aplicar no suporte quer das próprias armaduras que constituem o seu reforço, superior a 50%

relativamente a soluções tradicionais. Ainda como vantagem, o autor refere que embora a implementação desta solução implique em sobreescavações que resultam da adaptação da forma retangular da estação (forma corrente) à geometria elíptica, que pode atingir ou ultrapassar 30% do volume teórico necessário de escavação, o rendimento do processo construtivo e o facto de o interior da escavação se encontrar completamente desimpedido, permite uma redução do custo unitário da escavação (Topa Gomes, 2008).

6.1.2. Poços realizados com recurso a paredes moldadas

Nesta solução, a estrutura de contenção da escavação corresponde a uma parede moldada em betão armado realizada sem a utilização de elementos externos ao suporte, como ancoragens. Neste caso, inicia-se a obra com a execução dos painéis da parede moldada e a escavação é realizada após a finalização da construção desta parede.

A execução da contenção com geometria circular ou aproximadamente circular pode ser realizada com o equipamento Hidrofresa ou com recurso ao balde de maxilas (*clam shell*), Figura 6.1.

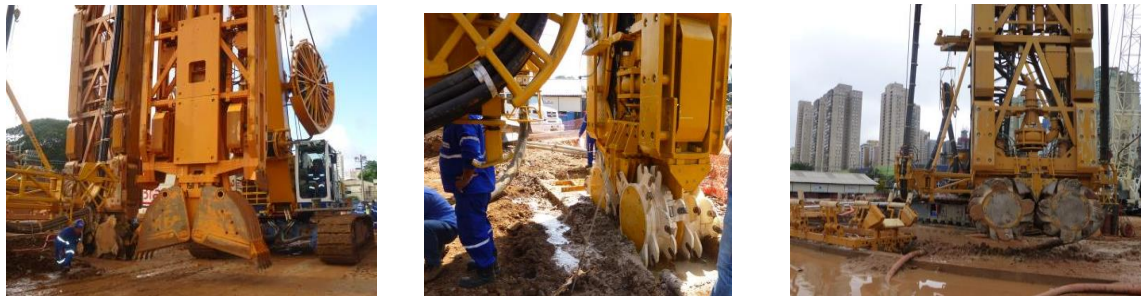


Figura 6.1: Equipamento para a execução de paredes moldadas: *Clam shell* ou balde de maxilas (à esquerda) e equipamento Hidrofresa (imagem central e à direita) (imagens cedidas por Geodata®).

As vantagens desta solução comparativamente à anterior são:

- Como a parede moldada constitui uma parede estanque à água pode ser usada como estrutura definitiva, sendo mais económica quando realizada com este fim (Lu, Zhang, Zhao, & Mao, 2014). Segundo Silva *et al.* (2014), a parede moldada considerada como estrutura definitiva permite a adoção de um revestimento secundário mais delgado, reduzindo os custos associados.
- Esta solução construtiva teoricamente pode ser aplicada em solos de qualquer qualidade (Stefanizzi *et al.*, 2014).

- Torna possível a execução da escavação simultânea de todos os poços que constituem a solução, o que reduz consideravelmente o tempo de construção (Silva *et al.*, 2014).

Como aspecto crítico inerente a esta solução de contenção sublinha-se:

- Em locais onde o substrato é constituído por terrenos de consistência muito dura ou rochosa, a construção de paredes moldadas torna-se dificultada (Lu *et al.*, 2014). Trata-se da dificuldade em atravessar com o equipamento de paredes moldadas horizontes relativamente competentes, dificultando ou mesmo inviabilizando a generalização desta solução de contenção (Topa Gomes, 2014).

Outro aspecto crítico relacionado com a solução de escavação por poços em geral, sublinhado por Topa Gomes (2014), é a necessidade de um amplo espaço superficial para a materialização destas soluções, o que frequentemente não é compatível com a localização das estações.

Para finalizar, importa referir que a adoção de uma solução estanque ou drenada deve ser função das características dos solos escavados, nomeadamente do comportamento deformável do maciço quando sujeito às mudanças no campo de tensões provocadas pelo rebaixamento do nível freático. Assim, a adoção de uma solução estanque justifica-se quando o maciço a ser escavado apresenta um mau comportamento associado ao rebaixamento do nível freático, traduzido por elevados assentamentos do solo na envolvente à escavação. Segundo Topa Gomes (2014), a questão da drenagem e do rebaixamento do nível freático assume importância decisiva no comportamento observado das escavações.

6.2. Introdução à obra da Estação Brooklin

A Companhia de Metropolitano de São Paulo tem cada vez mais adotado para a concepção das suas estações, a solução de poços múltiplos ao invés de escavações tradicionais de geometria retangular. Além de eliminar a necessidade de ancoragem da estrutura de contenção, esta metodologia fornece um grande espaço interno para acomodar as estruturas permanentes, com vantagens económicas significativas (Silva *et al.*, 2014).

A Estação Brooklin da Linha 5 do Metro de São Paulo representa um dos casos de sucesso na implementação desta solução. A Estação Brooklin está localizada numa das

avenidas mais movimentadas na área sul da cidade de São Paulo, localiza-se na Avenida Santo Amaro, próximo às ruas: Avenida Roque Petroni e Rua Andrea Donizetti. A Figura 6.2, ilustra a localização desta estação.

Além da condicionante representada pela sua localização, soma-se o facto de o subsolo ser constituído por argilas moles muito compressíveis com nível freático próximo da superfície, solos fortemente suscetíveis a problemas de assentamentos em caso de rebaixamento do nível freático, e ainda acresce a existência de uma pluma de contaminação no subsolo próximo à área de intervenção (Silva *et al.*, 2014). Estes fatores fizeram com que a questão do rebaixamento do nível freático assumisse um papel decisivo na escolha da solução construtiva final desta estação.

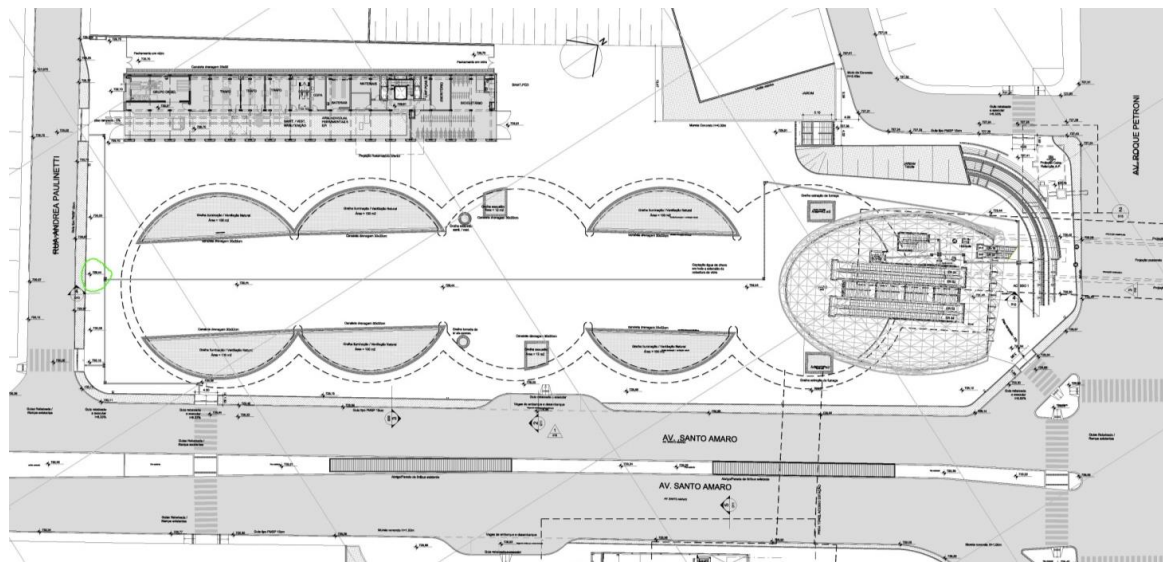


Figura 6.2: Localização da Estação Brooklin (Geodata - Consórcio Linha 5 Metrô São Paulo, 2012c).

Para ultrapassar estes condicionantes geológicos e ambientais, uma solução inovadora foi proposta correspondente à metodologia *cut & cover* com recurso a uma estrutura de contenção estanque e de certa forma autoportante. A Estação Brooklin foi realizada com a configuração de cinco poços de grande diâmetro multissecantes sem recurso a ancoragens, os poços têm um diâmetro externo de cerca de 36 m, um comprimento total de 140 m e uma profundidade de cerca de 27 m, Figura 6.3 (Stefanizzi *et al.*, 2014).

Os painéis da parede moldada têm 1 m de espessura e foram realizados com recurso à tecnologia Hidrofresa. O equilíbrio da estrutura é conseguido através de um sistema de escoras instalado a diferentes níveis, conjugado com o efeito em arco promovido pela geometria circular dos poços (Silva *et al.*, 2014).

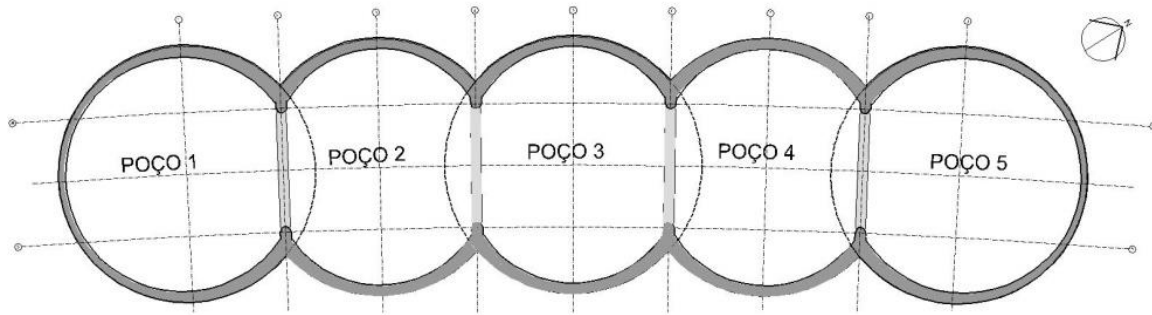


Figura 6.3: Planta da Estação Brooklin (Geodata - Consórcio Linha 5 Metrô São Paulo, 2014).

A construção da Estação Brooklin começou em setembro de 2012, em outubro de 2013, após um ano a escavação chegou ao fim, com a execução da laje de fundo, perfeitamente a tempo da passagem das duas TBM's (Stefanizzi *et al.*, 2014).

6.3. Geologia da Estação Brooklin

Do ponto de vista geológico a Estação Brooklin atravessa do topo para a base as seguintes camadas (Geodata - Consórcio Linha 5 Metrô São Paulo, 2012a):

- Depósito antrópico (At) de natureza silto-argilosa com seixos; espessuras de 0 a 3 m.
- Formações aluvionares quaternárias constituídas por alternâncias de argilas siltosas com material orgânico, plásticos e muito moles ($2Ag_1$), areias finas e médias ($2Ar_3$) e turfas ($2Tf$); a espessura dos horizontes aluvionares varia de 3 a 5 m.
- Formação de São Paulo com espessuras entre 4 a 15 m, constituída por estratos de areias argilosas com seixos, desde mediantemente compactas a compactas ($3Ar_2$), alternando estratos de argila arenosa pouco siltosa com consistência de média a dura ($3Ag_2$) e lentes de argila siltosa dura ($3Ag_1$).
- Formação de Resende com espessuras superiores a 20 m, constituída por alternância de estratos de argila siltosa pouco arenosa, mediantemente plástica, dura ($4Ag_1$) e estratos de areias de finas a média argilosas, pouco plástica, pouco compacta a compacta ($4Ar_1$) ou de areias médias-grosseiras com seixos ($4Ar_3$).

Ocorre na área de escavação, um sistema de aquíferos em vários níveis, aquíferos suspensos, separados pelas camadas argilosas impermeáveis. O nível freático superficial encontrava-se inicialmente a 1 m abaixo da superfície (Stefanizzi *et al.*, 2014). A Figura 6.4 indica o perfil geológico-geotécnico da estação, obtido a partir dos trabalhos de investigação realizados para o Projeto Básico.

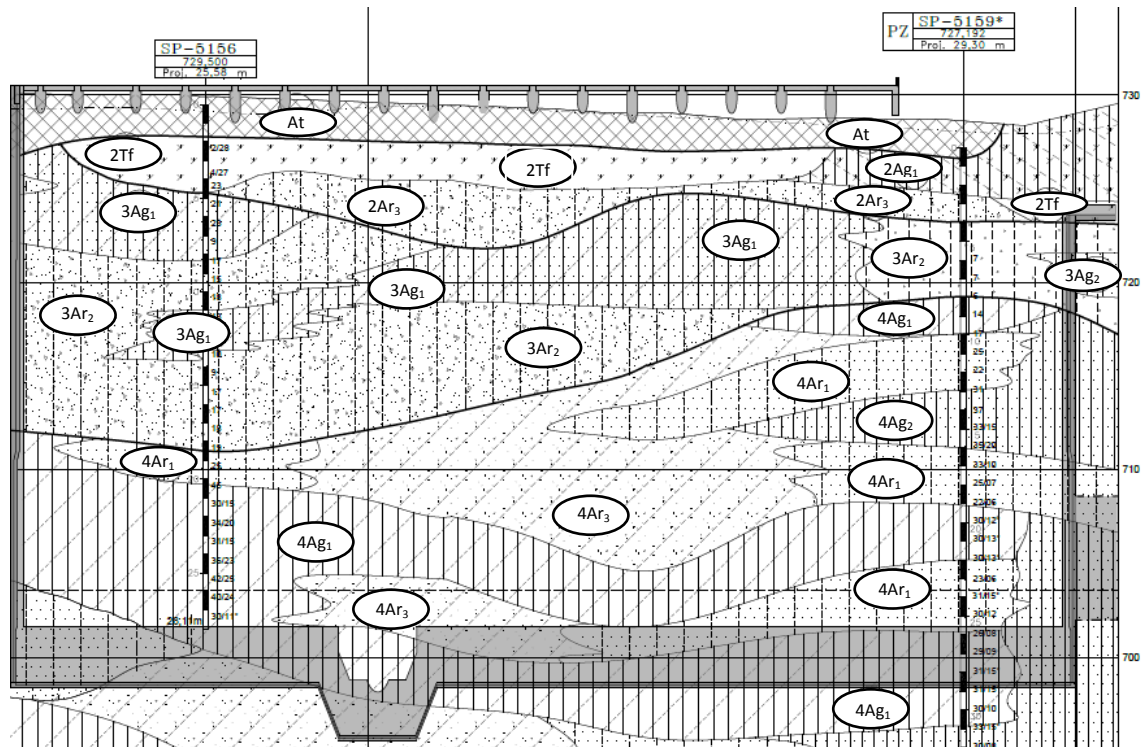


Figura 6.4: Perfil Geológico da Estação Brooklin (imagem cedida pela Companhia de Metropolitano de São Paulo).

Legenda: 2Tf – turfas; 2Ag₁ - alternâncias de argilas siltosas com material orgânico, plásticas e muito moles; 2Ar₃ - areias finas e médias; 3Ar₂ - areias argilosas com seixos, desde mediantemente compactas a compactas; 3Ag₂ - argila arenosa pouco siltosa com consistência de média a dura; 3Ag₁ - argila siltosa dura; 4Ag₁ - argila siltosa pouco arenosa, mediantemente plástica, dura; 4Ar₁ - areias finas a média argilosas, pouco plásticas, pouco compactas a compactas; 4Ar₃ - areias médias a grosseiras com seixos (imagem cedida pela Companhia de Metropolitano de São Paulo).

No Quadro 6.1 apresenta-se a parametrização geotécnica adotada em projeto.

Quadro 6.1: Parametrização Geotécnica – Estação Brooklin (Geodata - Consórcio Linha 5 Metrô São Paulo, 2012a)

Referência	N _{SPT}	γ (kN/m ³)	C' (kPa)	Φ' (°)	Cu (kPa)	OCR	E (MPa)	k (cm/s)
Aterro	-	16	10	20	-	-	5	E-05
Aluvião	2Tf	0 – 1	14	5	15	-	1	E-04
	2Ag ₁	2	16	8	20	-	1	E-05
	2Ar ₃	5 – 10	17	5	30	-	20	5E-03
Fm. São Paulo	3Ag _{1,2}	10 - 20	19	40	22	80 - 250	3	40
	3Ar _{1,2}	10 - 20	19	10	32	-	3	50
Fm. Resende	4Ag _{1,2}	R	20	60	24	100 - 400	3,3	50
	4Ar _{1,2,3}	R	20	1	35	-	3,3	60

Sendo: NSPT: número de pancadas do ensaio SPT; γ : peso específico; C': coesão; Φ' : ângulo de atrito; E: módulo de deformabilidade, Cu: coesão não drenada, K: coeficiente de permeabilidade, OCR: razão de sobreconsolidação.

6.4. Estação Brooklin – Projeto inicial

O projeto inicial concebido para a Estação Brooklin (projeto básico) diferiu do projeto final implementado em obra, tal alteração foi decidida após a análise dos riscos envolvidos na solução construtiva inicialmente prevista. Neste subcapítulo, apresenta-se a descrição sumária do projeto inicial da Estação Brooklin e das razões que levaram ao abandono desta solução, pretendendo-se assim, possibilitar uma reflexão sobre os aspectos críticos inerentes às diferentes opções construtivas nas escavações por poços.

O projeto inicial da Estação Brooklin previa uma solução com recurso ao método SEM, Método de Escavação Sequencial. Esta solução contemplava a seguinte metodologia:

→ Escavação dos poços primários (poços 1, 3 e 5, Figura 6.3), por avanços sequenciais de 0,9 m, após os quais se aplicaria o suporte primário constituído por betão projetado com malhasol, com espessuras de 0,35 m a 0,45 m, prosseguindo-se a escavação em avanços de 0,9 m alternados com a execução do suporte primário, até a cota de fundo (Silva *et al.*, 2014).

→ Quando a escavação atingisse os 15 metros de profundidade, previa-se a instalação de um sistema interno de bombagem de forma a prevenir a rotura hidráulica do fundo. Atingida a cota final da escavação, executar-se-ia a laje de fundo e em seguida a construção do revestimento secundário, que neste caso inclui as paredes estruturais e escoras na zona de intersecção dos poços.

→ Somente após a conclusão do revestimento secundário dos poços primários, seria então iniciada a escavação dos poços secundários (poços 2 e 4, Figura 6.3), uma vez que o revestimento secundário ou definitivo dos poços primários é necessário para dar suporte ao revestimento primário dos poços secundários. Parte do revestimento inicial dos poços primários ficaria exposto após a escavação, sendo demolido com o avanço da frente de escavação. Nesta metodologia, portanto, escavação dos poços secundários é concomitante com a demolição de parte do revestimento dos poços primários (Silva *et al.*, 2014).

→ Com a demolição de parte do revestimento dos poços primários, a estrutura destes passaria a trabalhar como um anel aberto, sendo a estabilidade assegurada pelas vigas de travamento (escoras) e pelo revestimento secundário. Com o avanço da escavação dos poços secundários, a sua estrutura de revestimento primário também trabalharia como um

anel aberto, possibilitando a transferência de carga da estrutura provisória destes poços para a estrutura definitiva dos poços primários.

→ Após a escavação até a cota de fundo dos poços secundários, executar-se-ia então a laje de fundo e as paredes estruturais que constituiriam o revestimento secundário ou definitivo destes poços (Stefanizzi *et al.*, 2014).

Esta solução incluía ainda as seguintes medidas construtivas adicionais: realização de uma parede moldada plástica (cimento e bentonite) a volta de todo o perímetro da escavação para assegurar a estabilidade desta e rebaixamento do nível freático no exterior da escavação com recurso a poços de bombagem (Stefanizzi *et al.*, 2014).

Numa área próxima à Estação Brooklin existe uma zona subsuperficial do maciço que está contaminada por uma pluma constituída por compostos orgânicos voláteis, originários do despejo impróprio de solventes no subsolo por parte de uma fábrica local. Esta pluma atinge os 15 m de profundidade e situa-se a cerca de 100 m do local da escavação, Figura 6.5 (Silva *et al.*, 2014).



Figura 6.5: Pluma de contaminação próxima à Estação Brooklin (Silva *et al.*, 2014).

A existência desta pluma de contaminação tornou-se uma ameaça à primeira solução proposta devido à necessidade imposta pelo projeto inicial de se proceder ao rebaixamento do nível freático pelo exterior da escavação. Tal medida construtiva poderia colocar a Companhia de Metropolitano de São Paulo e o consórcio construtor face a um grave problema de responsabilidade ambiental.

A análise numérica da primeira solução construtiva proposta foi realizada com programas de elementos finitos, *SEEP/W 2007* para avaliação dos efeitos da bombagem pelo exterior da escavação, e pelo método das diferenças finitas: *FLAC 2D* para uma análise axissimétrica dos poços primários e *FLAC 3D* para simular o efeito da escavação dos

poços secundários na estrutura dos poços primários e verificar a estabilidade global do maciço. A análise realizada demonstrou os seguintes efeitos consequentes da implementação desta solução construtiva (Stefanizzi *et al.*, 2014):

→ O fluxo subterrâneo estabelece-se nos horizontes arenosos. No fundo da escavação dos poços desenvolve-se um elevado gradiente hidráulico, confirmando-se a necessidade de uma drenagem interna à escavação.

→ No que diz respeito aos assentamentos, observou-se que se a drenagem pelo exterior da escavação for aplicada ao longo de toda a altura dos poços, os assentamentos observados na área envolvente aos poços é superior a 10 cm e os efeitos da drenagem envolvem uma área que se estende a mais de 300 m do perímetro da escavação. Este efeito deve-se à elevada deformabilidade dos horizontes próximos à superfície e aos consequentes efeitos da consolidação (Figura 6.6).

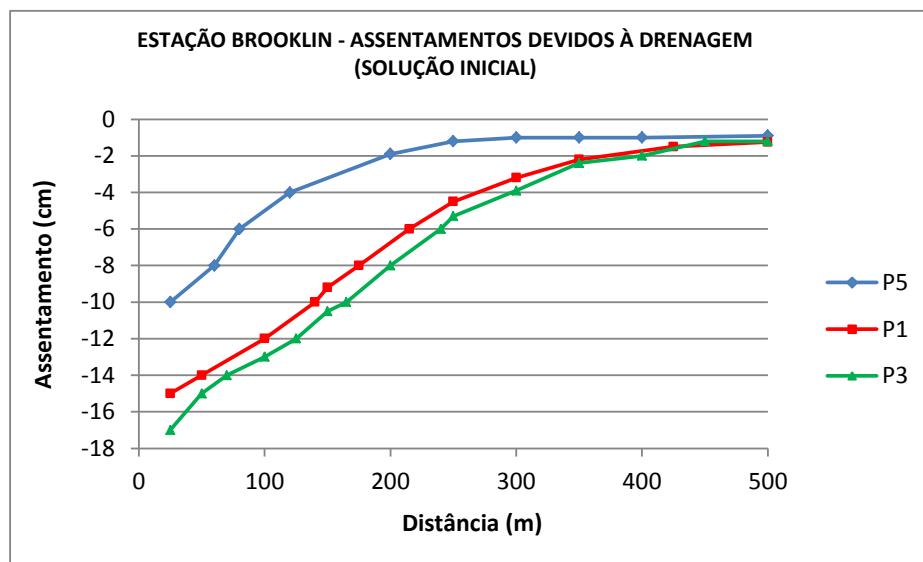


Figura 6.6: Assentamentos devido aos efeitos da drenagem (adaptado de Stefanizzi *et al.*, 2014).

→ Após a escavação dos poços e desativação da drenagem, os efeitos em termos de assentamentos à superfície são da mesma ordem de grandeza que os calculados nas fases anteriores (Figura 6.7).

Com o objetivo de reduzir os assentamentos à superfície, a empresa projetista Geodata fez nova análise numérica no programa 3D, considerando neste caso, a drenagem externa realizada não ao longo de toda a altura dos poços, mas a drenagem ativada somente no horizonte profundo de areias. Mantendo-se a drenagem pelo interior da escavação. Como resultado, observaram-se valores máximos de assentamentos de 7 cm a 8 cm, concentrado

numa área situada a 50 m do eixo longitudinal da estação e próxima ao poço central. Os resultados em termos de assentamentos, demonstram claramente que a drenagem a partir dos horizontes profundos de areia seria preferível à drenagem realizada ao longo de toda a altura dos poços, uma vez que a primeira reduz significativamente o tamanho da área de influência (Stefanizzi *et al.*, 2014).

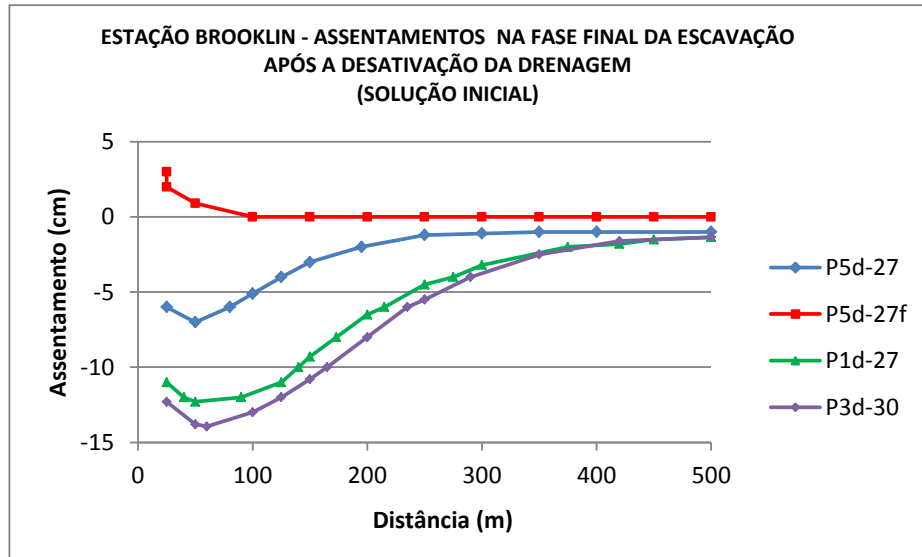


Figura 6.7: Assentamentos - fim da escavação e após a desativação da drenagem (adaptado de Stefanizzi *et al.*, 2014).

Apesar das análises numéricas comprovarem a viabilidade desta solução, verificou-se a estabilidade das diferentes fases da escavação e a existência de tensões compatíveis com os materiais, recorreu-se a uma análise de risco para apoiar o projeto, tendo como objetivo avaliar os impactos desta solução na envolvente. Os resultados desta análise não foram promissores, tendo-se constatado os seguintes riscos principais (Stefanizzi *et al.*, 2014):

- Significativos assentamentos à superfície devido à drenagem pelo exterior da escavação, realizada ao longo de toda a altura dos poços.
- Risco de rotura por instabilidade hidráulica do fundo dos poços devido às elevadas pressões de água no horizonte de areias.
- Poluição devido à área de influência da drenagem que poderia interferir com a pluma de contaminação existente a 100 m do local da obra, o que causaria o alastramento da poluição aos solos e água subterrânea.

Para os danos acima descritos, o nível de risco foi considerado alto. Assim, foram contempladas as seguintes contra medidas para minimizar os riscos:

- Drenagem exterior da escavação a ser realizada apenas a partir do horizonte de areias profundas, de forma a reduzir os assentamentos.
- Execução de drenagem pelo interior da escavação, como já previsto em projeto, para minimizar o risco de rotura do fundo.
- Execução de uma parede moldada plástica na zona limítrofe à pluma de contaminação para minimizar o risco de contaminação (parede barreira).
- Ou, eliminação da necessidade de drenagem pelo exterior através da adoção de uma parede moldada armada como solução construtiva de contenção dos poços.

Após nova análise de risco, considerando a aplicação das contra medidas referidas (com exceção à quarta medida), considerou-se que o risco associado à poluição do subsolo por alastramento da pluma de contaminação da fábrica, bem como o risco de danos para os edifícios situados na envolvente à obra continuavam a estar acima do aceitável (Stefanizzi *et al.*, 2014).

Segundo Stefanizzi *et al.* (2014), a complexidade da geologia da Bacia de São Paulo associada a sua variabilidade estratigráfica não asseguravam que não haveria comunicação entre diferentes níveis freáticos, assim, uma drenagem seletiva apenas no horizonte profundo das areias não poderia ser considerada como uma medida suficientemente segura.

Além disto, foi considerada a falta de garantia da estanqueidade da parede moldada executada no perímetro da escavação, devido a desvios da verticalidade que podem ocorrer durante o processo construtivo, com a consequente entrada de água e transporte de material sólido para dentro da estação.

Face aos resultados desta última análise considerando a inclusão das contra medidas ao projeto, concluiu-se que a drenagem pelo exterior da escavação deveria ser totalmente evitada.

Desta forma, uma nova solução construtiva foi proposta, uma solução estanque que tornasse desnecessário o rebaixamento do nível freático pelo exterior da escavação de

forma a minimizar os impactos na envolvente nomeadamente, o risco de assentamentos nos edifícios na vizinhança da obra e o risco de alastramento da zona contaminada.

6.5. Estação Brooklin – Projeto Final

No projeto final da Estação Brooklin, a estrutura de contenção da escavação corresponde a uma parede moldada estrutural em betão armado sem a utilização de elementos externos ao suporte, como ancoragens ou pregagens. Neste caso, inicia-se a obra com a execução dos painéis da parede moldada e a escavação é realizada após a finalização da construção desta parede. Segundo Silva *et al.* (2014), na nova solução proposta, as vantagens dos poços de geometria circular mantém-se, sendo a compressão o esforço principal a atuar na estrutura de contenção.

Nos parágrafos seguintes descrevem-se as alterações à solução construtiva inicial e o modo de funcionamento da nova solução proposta.

A parede moldada plástica foi substituída por uma parede moldada estrutural em betão armado, com a consequente eliminação do revestimento primário em betão projetado e malha de aço. A estrutura agora proposta constitui uma estrutura definitiva, esta solução permitiu a adoção de um revestimento secundário menos espesso, representando uma diminuição nos custos envolvidos. Além disso, o sistema de contenção proposto permitiu a escavação dos cinco poços simultaneamente, reduzindo consideravelmente o tempo de construção da estação (Silva *et al.*, 2014).

Após a execução completa dos painéis de parede à volta do perímetro da escavação, a viga de coroamento é realizada na parte superior dos painéis. Esta viga contínua permite a solidarização dos diferentes painéis que constituem a contenção e transmite cargas diretamente para o primeiro nível de escoras (Silva *et al.*, 2014).

À medida que a escavação dos cinco poços avança simultaneamente, quatro níveis de escoras permanentes são executados no interior da escavação em cada uma das zonas de intersecção dos poços. Estas escoras são constituídas por vigas de betão armado de grande rigidez e destinam-se a estabelecer a ligação entre ambos os lados da estação, a fim de assegurar um equilíbrio estrutural adequado contra as pressões do solo e as pressões hidrostáticas (Silva *et al.*, 2014). Estas escoras fazem parte da estrutura definitiva da estação.

As escoras posicionadas nas intersecções entre os poços têm diferentes funções, variáveis em função da fase de construção considerada. Na fase provisória (fases de escavação), as escoras devem suportar o impulso do solo sobre o revestimento primário dos poços; na fase final, além de suportar o impulso do solo, as escoras servem de apoio às lajes instaladas a diferentes cotas. Como este elemento de suporte tem também a função de apoio às lajes, sejam estas realizadas com elementos pré-moldados ou completamente moldadas no local, a betonagem das escoras na fase provisória é interrompida à cota de apoio das lajes e completada durante a betonagem das lajes. Neste caso, as escoras apresentam uma altura de secção reduzida na fase provisória (Geodata - Consórcio Linha 5 Metrô São Paulo, 2014).

Na zona de intersecção dos poços, do lado do maciço, o projeto prevê a construção de um elemento estrutural tipo barreta, tratam-se de painéis contrafortes, com a forma ilustrada na Figura 6.8, nos quais se apoiam as escoras.

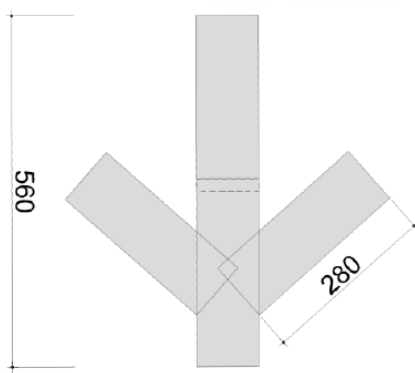


Figura 6.8: Detalhe da viga contraforte posicionada na zona de intersecção entre poços (Silva *et al.*, 2014).

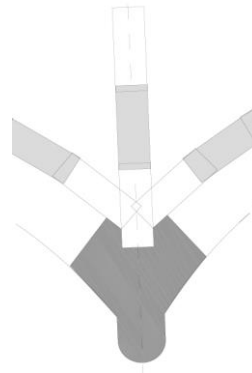


Figura 6.9: Secções do revestimento final nas intersecções entre os poços (Geodata - Consórcio Linha 5 Metrô São Paulo, 2012a).

Estes elementos estruturais recebem as cargas do revestimento dos poços e atuam como vigas apoiadas pelas escoras, originando um sistema rigidificador da estrutura. Ou seja, espera-se que os contrafortes concentrem todas as forças internas proveniente dos painéis justapostos que constituem o revestimento dos poços.

Para reforçar estruturalmente a zona mais esforçada da estrutura, realiza-se na fase provisória, a execução do revestimento final da estação na zona de intersecção dos poços, Figura 6.9 (Stefanizzi *et al.*, 2014).

Antes da escavação atingir a cota de fundo, uma escora provisória em betão armado é realizada de forma a reduzir as tensões de flexão atuantes a esta profundidade nos painéis

em contraforte situados na zona de intersecção dos poços e ainda para reduzir os esforços de compressão nas escoras definitivas. Após a execução da laje de fundo, esta escora provisória é desativada (Silva *et al.*, 2014).

O novo sistema estrutural na fase provisória inclui os seguintes elementos: parede moldada estrutural em betão armado, painéis contrafortes, parte do revestimento final na zona de intersecções entre os poços e escoras transversais estruturais (Geodata - Consórcio Linha 5 Metrô São Paulo, 2013a).

Para a execução da parede moldada, utilizou-se a tecnologia Hidrofresa, os painéis de parede foram escavados com dimensões de 1 m x 2,8 m e comprimento de 30 m a 33 m (Stefanizzi *et al.*, 2014). O processo construtivo inicia-se pela execução dos painéis primários, com recurso ao equipamento balde de maxilas (*clam shell*), e depois segue-se a execução dos painéis secundários entre dois painéis primários, executados com a Hidrofresa, Figura 6.10 (Silva *et al.*, 2014). Foi definido um recobrimento de armadura mínimo de 15 cm nos painéis primários, de modo a prevenir o corte das armaduras pelo equipamento (Geodata - Consórcio Linha 5 Metrô São Paulo, 2012a).



Figura 6.10: Detalhe dos painéis de uma parede moldada em poços (Silva *et al.*, 2014).

As interfaces entre os painéis contíguos da parede moldada funcionam apenas por contacto, uma vez que não há continuidade das armaduras entre painéis, portanto, não é possível a transmissão de esforços de flexão entre os mesmos. Devido à forma em arco da estrutura, a estrutura “responde” às solicitações do maciço com a sua rigidez axial, produzindo-se elevadas forças de compressão e a transmissão de tensões de corte entre painéis adjacentes.

Como as vigas definitivas realizadas nas zonas de intersecção dos poços (contrafortes), apoiadas pelas escoras, têm maior rigidez, prevê-se uma maior concentração de carga nestas vigas, reduzindo as tensões de corte na interface de ligação entre painéis

adjacentes. Tal mecanismo é desejável, de forma a reduzir o papel das interfaces entre painéis no comportamento da estrutura (Silva *et al.*, 2014).

Em suma, a força do lado do maciço é equilibrada sobretudo pelo desenvolvimento de esforços axiais na estrutura (esforços de compressão) e por esforços de corte nas interfaces entre painéis. Estes esforços axiais são possíveis pela grande rigidez da cortina e pela sua forma circular, uma vez que quanto maior for o raio de curvatura da estrutura de contenção mais este efeito se perde e passam a existir momentos fletores ao longo dos painéis. Assim, o modo de funcionamento da Estação de Brooklin resulta da sua rigidez axial conjugada com a sua forma circular.

Nas Figuras 6.11 a 6.16 apresentam-se imagens da estação durante a obra, com o registo dos diferentes elementos estruturais.



Figura 6.11: Fotografia dos painéis contrafortes executados na Estação Brooklin (imagem cedida por Geodata®).



Figura 6.12: Painéis contrafortes executados na Estação Brooklin (imagem cedida por Geodata®).



Figura 6.13: Escoras executadas na Estação Brooklin, as quatro escoras situadas a cotas mais altas são definitivas e a escora inferior é provisória, parte do revestimento secundário executado na zona de intersecção dos poços entre as escoras do segundo ao quarto nível (imagem cedida por Geodata®).



Figura 6.14: Escoras executadas na Estação Brooklin, revestimento final (imagem cedida por Geodata®).



Figura 6.15: Interior da escavação durante a fase de trabalho, observam-se quatro níveis de escoras permanentes, com secção semicircular, e a escora provisória, com secção retangular, situada abaixo do quarto nível (Silva *et al.*, 2014).



Figura 6.16: Fotografia aérea da Estação Brooklin (Silva *et al.*, 2014).

A solução agora proposta para a estrutura de contenção corresponde a uma solução estanque e de grande rigidez que dispensa a necessidade do rebaixamento do nível freático pelo exterior da escavação. Mantém-se apenas a necessidade do rebaixamento do nível freático pelo interior da escavação para reduzir as elevadas pressões neutras nos horizontes arenosos no fundo da escavação. Para este último mecanismo, foram previstos drenos de alívio executados no interior da escavação para garantir a segurança à rotura do fundo (Geodata - Consórcio Linha 5 Metrô São Paulo, 2012a).

Nos itens seguintes enumera-se a sequência construtiva da Estação Brooklin:

- Execução dos painéis das paredes moldadas;
- Escavação simultânea de todos os poços da estação até à cota necessária para instalação do primeiro nível de escoras (-2,0 m). As escoras instaladas na estação são permanentes (Stefanizzi *et al.*, 2014).
- Escavação simultânea de todos os poços da estação até à cota necessária para instalação do segundo nível de escoras (-5,0 m) (Stefanizzi *et al.*, 2014).
- Escavação simultânea de todos os poços da estação até à cota necessária para instalação do terceiro nível de escoras (-9,0 m) e execução do revestimento final da estação na zona de intersecção dos poços, entre o segundo e o terceiro nível de escoras, para reforçar estruturalmente a zona mais esforçada (Stefanizzi *et al.*, 2014).
- Escavação simultânea de todos os poços da estação até à cota necessária para instalação do quarto nível de escoras (-15,0 m) e execução do revestimento final da

estação na zona de intersecção dos poços, entre o terceiro e o quarto nível de escoras (Stefanizzi *et al.*, 2014).

→ Escavação simultânea de todos os poços da estação até à cota de fundo da escavação (-27,0 m) com instalação de escoramento provisório a meia altura da escavação do último troço, e execução da laje de fundo antes da chegada das TBM's (Stefanizzi *et al.*, 2014).

→ Execução do revestimento secundário (Geodata - Consórcio Linha 5 Metrô São Paulo, 2014).

Nas fases provisórias as escoras estão sujeitas, além do peso próprio, à carga axial resultante dos impulsos do solo e da carga hidráulica atuantes sobre as paredes moldadas, e transmitida às escoras por meio dos painéis contrafortes colocados na intersecção entre os poços. Na fase final, as escoras estão sujeitas também às forças verticais devidas às reações de apoio das lajes fundo (Geodata - Consórcio Linha 5 Metrô São Paulo, 2014).

6.6. Análise Numérica – Solução Final da Estação Brooklin

A metodologia utilizada para cálculo do sistema de contenção da Estação Brooklin foi a análise numérica da estação com recurso à modelação tridimensional através do programa *FLAC 3D*, que utiliza o método das diferenças finitas para simular o comportamento da massa de solo sujeita a mudanças no seu estado de tensão ao longo das diferentes fases da escavação, Figura 6.17.

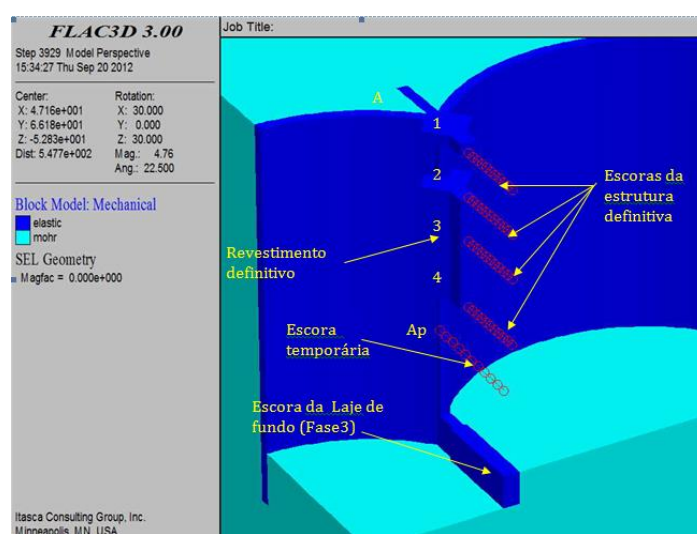


Figura 6.17: Detalhe da simulação numérica, elementos estruturais: escoras e revestimentos provisório e definitivo (Geodata - Consórcio Linha 5 Metrô São Paulo, 2013a).

Os assentamentos à superfície na envolvente à obra, devido à escavação e à drenagem interna instalada, foram analisados com modelo 2D em *Plaxis*. As camadas de solo foram modeladas com recurso ao modelo constitutivo de *Mohr- Coulomb* (Silva *et al.*, 2014). Os resultados da análise numérica foram avaliados em termos de tensões e deformações na estrutura de contenção e força axial nas escoras. Nos itens seguintes resumem-se os resultados obtidos (Stefanizzi *et al.*, 2014):

- O máximo esforço axial aparece associado às escoras localizadas no quarto nível.
- As tensões instaladas na parede e nas escoras foram compatíveis com os materiais.
- A máxima deformação horizontal prevista para a parede foi inferior a 2 cm.
- O máximo assentamento previsto na envolvente à escavação foi inferior a 3 cm.

6.7. Resultados da Instrumentação da Estação Brooklin – Breve Referência

Para a monitorização do comportamento estrutural e deslocamentos da estrutura de contenção da Estação Brooklin foram instalados os seguintes instrumentos: inclinómetros na parede moldada; piezómetros; marcos refletor; marcos superficiais; extensómetros na parede moldada e nas escoras (Stefanizzi *et al.*, 2014). Serão aqui referidos os resultados referentes aos inclinómetros e aos marcos superficiais.

A Figura 6.18 ilustra os assentamentos superficiais medidos na envolvente da escavação, em pontos situados a uma distância entre 3 m a 6 m da parede, desde o início da escavação até a execução da laje de fundo.

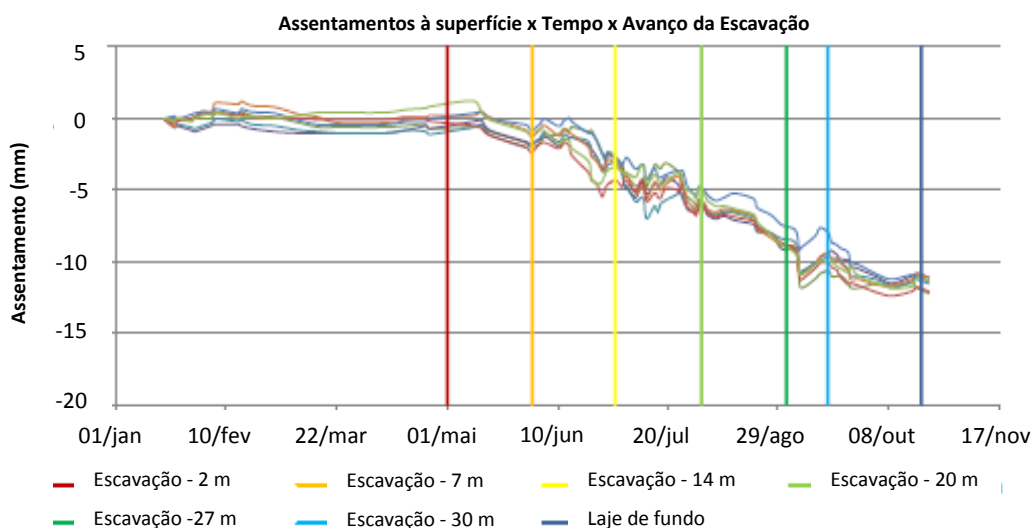


Figura 6.18: Assentamentos à superfície – Estação Brooklin (Silva *et al.*, 2014).

Os assentamentos superficiais registados foram homogêneos na envolvente da escavação, atingindo um valor máximo de aproximadamente 13 mm a uma distância entre 3 m a 6 m da contenção, o que pode ser considerado um valor reduzido face à dimensão da escavação (Silva *et al.*, 2014).

Stefanizzi *et al.* (2014) refere que os edifícios vizinhos registaram assentamentos de pequena amplitude, inferiores a 5 mm.

Quanto aos registos inclinométricos, foram instalados doze inclinómetros nos painéis de parede moldada nas posições apresentadas na Figura 6.19.

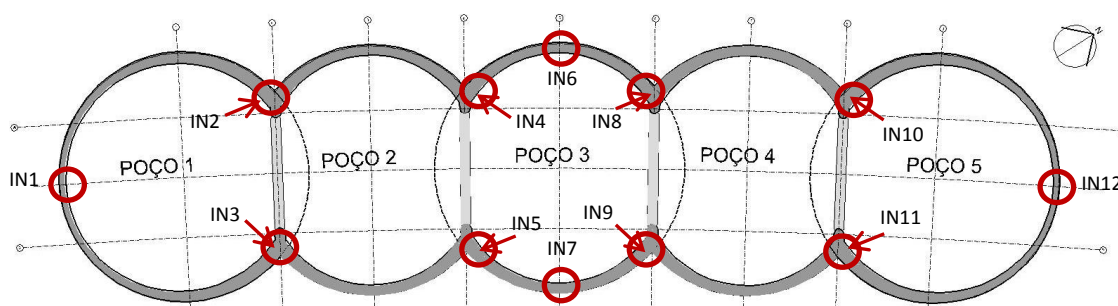


Figura 6.19: Posição dos inclinómetros – Estação Brooklin.

Nas Figuras 6.20 a 6.22 apresenta-se o registo agrupado dos inclinómetros em função da posição destes na contenção, correspondem às leituras após a execução da laje de fundo.

Os inclinómetros IN01 e IN12, Figura 6.20, foram instalados nas extremidades do eixo longitudinal da estação, extremidades norte e sul, estes inclinómetros apresentaram comportamento similar: reduzidas deformações ao longo de toda a altura da contenção, atingindo um valor de pico no topo do painel, próximo aos 10 mm no inclinómetro IN12. O comportamento registado evidencia que o efeito em arco foi constatado nesta zona da escavação, os painéis correspondentes a estes inclinómetros foram sujeitos a baixos níveis de tensão de flexão ao longo da sua altura (Silva *et al.*, 2014).

Os inclinómetros IN06 e IN07, Figura 6.21, foram instalados no poço 3 e posicionados a meio-arco, equidistantes dos contrafortes executados na zona de intersecção com os poços adjacentes. Estes inclinómetros apresentaram um comportamento similar, registando-se uma deformação máxima à profundidade de 25 m, aproximadamente, entre o quarto nível de escoras e a laje de fundo. A deformação máxima foi registada no IN07, próxima aos 35 mm.

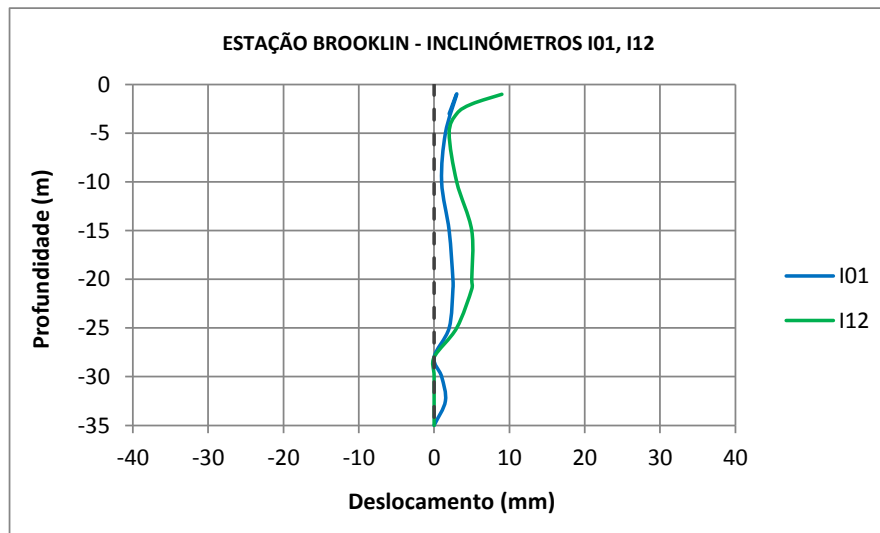


Figura 6.20: Inclinômetros IN01 a IN12 – Estação Brooklin (adaptado de Silva *et al.*, 2014).

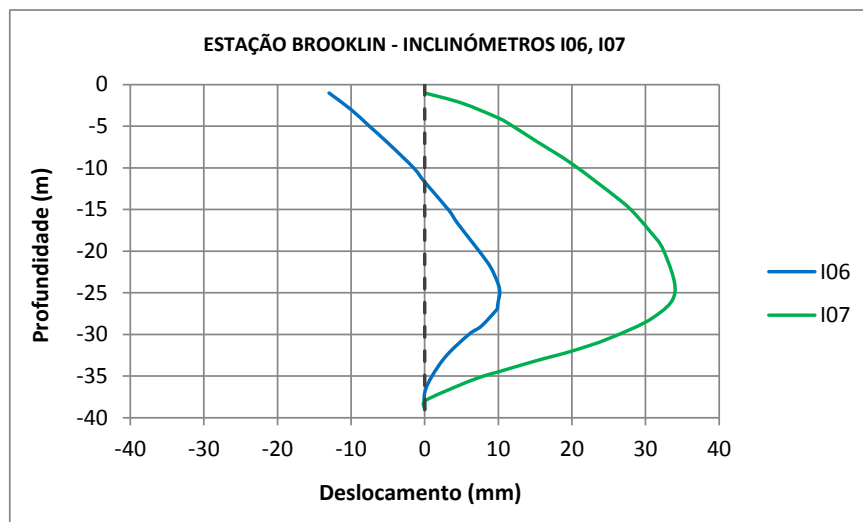


Figura 6.21: Inclinômetros IN6 e IN7 – Estação Brooklin (adaptado de Silva *et al.*, 2014).

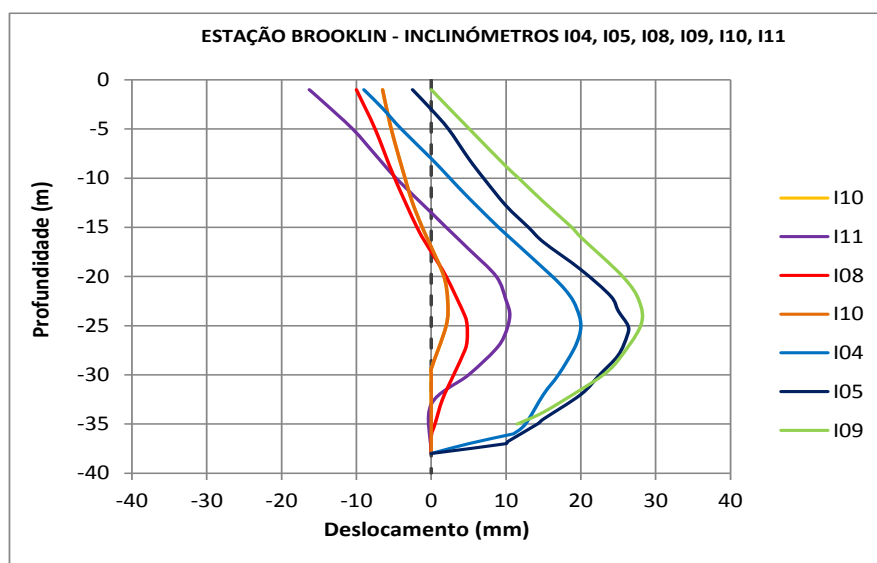


Figura 6.22: Inclinômetros IN4 e IN11 – Estação Brooklin (adaptado de Silva *et al.*, 2014).

Considera-se que nestes poços centrais o modo de funcionamento da estrutura de contenção continua a ser o axissimétrico, a deformada observada resulta das diferenças nas grandezas das pressões que atuam sobre a estrutura de contenção. A contenção resiste aos impulsos do solo pela sua rigidez axial, conferida pela robustez da própria parede e pela geometria da escavação (circular), assim, a estrutura recebe os impulsos do terreno e resiste com a sua rigidez axial, bastante superior à sua rigidez de flexão, desenvolvendo esforços de compressão e esforços de corte. Como a grandeza das pressões atuantes sobre a cortina é maior em profundidade, espera-se uma maior grandeza nos esforços de compressão produzidos no interior da contenção a estas profundidades, o que resulta numa maior deformação por compressão da estrutura de contenção a este nível (contração). Esta diferença nas deformações por compressão sofrida pela estrutura em profundidade, resulta na rotação da contenção ao longo da sua altura. Como consequência deste mecanismo, geram-se esforços de flexão ao longo da altura dos painéis, contudo, não são, neste caso, os principais esforços resultantes do equilíbrio da estrutura, os esforços principais são os que se produzem no plano horizontal perpendicular ao eixo da escavação.

A diferença observada nas deformadas dos poços de extremidade e na deformada dos poços centrais, resulta provavelmente do facto do efeito em arco ser mais pronunciado ou efetivo no maciço envolvente aos poços de extremidade, o que resulta numa diminuição das pressões instaladas sobre a contenção em profundidade, diminuindo a diferença das deformações por compressão ao longo da altura destes painéis. Nos poços interiores, considera-se que o efeito em arco no maciço envolvente é menos efetivo uma vez que o efeito da geometria circular do poço central é em certa medida “atenuado” pela geometria de toda a escavação (definida pela razão entre o eixo maior e o eixo menor da escavação).

Os outros oito inclinómetros foram instalados em cada um dos contrafortes executados nas zonas de intersecção dos poços, Figura 6.22. Os inclinómetros IN02 e IN03 foram danificados durante a betonagem dos respetivos painéis (Silva *et al.*, 2014).

Os restantes inclinómetros exibiram diferentes deformações. Os inclinómetros instalados no lado este da estação registaram as maiores deformações à profundidade de 25 m, enquanto os inclinómetros do lado oeste da estação registaram pequenas deformações ao longo de toda a sua altura. Segundo Silva *et al.* (2014), esta diferença de comportamento pode ser explicada pela diferença geológica observada entre o lado este e o lado oeste da

estação. Segundo o mesmo autor, durante a análise numérica, as camadas de solo foram assumidas como horizontais, mas durante o processo de escavação foi possível observar a existência em profundidade de um estrato de argila muito dura que se apresentava inclinado em relação a horizontal, resultando numa diferença de cotas de até 3 m entre ambos os lados da estação.

Assim, os inclinômetros que registaram os maiores deslocamentos são aqueles localizados na parte central da estação (poços 2, 3 e 4), com valores de deslocamento horizontal acumulado variáveis entre 20 a 35 mm, aproximadamente.

Quanto às escoras, importa referir que foram constatadas forças normais de tração nas vigas superiores na fase final da obra (Silva *et al.*, 2014). Todos os valores registrados nos extensômetros instalados nestes elementos foram compatíveis com o expectável (Stefanizzi *et al.*, 2014).

De acordo com os resultados da instrumentação, o comportamento global da obra foi coerente com o previsto, evidenciando o elevado nível de segurança dos trabalhos (Stefanizzi *et al.*, 2014).

6.8. Conclusões

Nos itens seguintes descrevem-se algumas conclusões retiradas com a experiência da obra da Estação Brooklin:

→ Para a aplicabilidade da solução construtiva de poços de grande diâmetro conjugados e escavados pelo método SEM, em grande parte dos casos, o maciço precisa ser drenado durante todas as fases da construção, de forma a reduzir a pressão no revestimento provisório, constituído por betão projetado e malhasol, e ainda para minimizar as pressões hidrostáticas instaladas no interior da escavação. Contudo, segundo Stefanizzi *et al.* (2014), o rebaixamento do nível freático nem sempre é viável devido à grandeza dos assentamentos induzidos no maciço envolvente.

→ Assim, o uso de poços de grande diâmetro conjugados e escavados pelo método da escavação sequencial (SEM) no qual a escavação dos poços secundários tira proveito da existência do revestimento nos poços primários, é uma solução construtiva que não pode ser aplicada em qualquer ambiente geotécnico. A geologia e as condições freáticas influenciam fortemente a aplicabilidade deste método (Stefanizzi *et al.*, 2014).

→ A experiência de Brooklin demonstrou que a utilização de um suporte mais resistente, neste caso uma parede moldada armada, possibilitou a alteração da sequência construtiva e tornou possível a realização da escavação em um maciço com fracas características geotécnicas subsuperficiais, com controle dos resultados em termos de deformações, tempo de construção e custos (Stefanizzi *et al.*, 2014).

→ Teoricamente a solução final proposta para a Estação e Brooklin constituída por uma estrutura *cut&cover* autoportante pode ser aplicada em qualquer ambiente geotécnico (Stefanizzi *et al.*, 2014).

→ A solução final, comparada com a solução inicial, representou em termos de custos um aumento de 10% a 15% e um ganho significativo em termos de tempo de execução, em cerca de 6 meses (Stefanizzi *et al.*, 2014).

A solução inovadora experimentada na Estação Brooklin permitiu que fossem ultrapassadas as dificuldades geológicas e ambientais associadas ao subsolo onde se desenvolveu a estação e os resultados alcançados comprovaram a eficácia do projeto em termos de diminuição do tempo de construção, controle dos assentamentos à superfície, mesmo em presença de solos aluvionares moles, e controle das deformações na estrutura de contenção (Silva *et al.*, 2014).

Assim, atendendo à experiência adquirida através da obra da Estação Brooklin, foi possível constatar que esta técnica comparada com as técnicas tradicionais *cut & cover* oferece vantagens em termos de custo, tempo de construção e simplicidade do processo construtivo.

7. BREVE COMPARAÇÃO ENTRE AS ESCAVAÇÕES CUT & COVER TRADICIONAIS E ESCAVAÇÕES POR POÇOS

7.1. Relatos de casos de obras

No decurso das obras do metrô de São Paulo, observou-se com alguma frequência durante a execução de algumas estações realizadas pela metodologia tradicional *cut & cover*, problemas que resultaram na necessidade de contra medidas que além de aumentarem o custo previsto para a obra, provocaram o atraso no prazo de conclusão das estações. Referem-se a seguir dois casos: a Estação Eucaliptos abordada no âmbito deste trabalho, e como mais um exemplo a Estação Alto da Boa Vista

A **Estação Eucaliptos**, Figura 7.1, apresentou um conjunto de problemas durante a sua execução que tiveram por consequência a ocorrência de danos na envolvente à obra e a necessidade de contra medidas não previstas em projeto que encareceram a obra e provocaram o atraso no prazo de conclusão da mesma. Como problemas observados durante a escavação desta estação refere-se:

→ Levantamentos do maciço na envolvente à escavação. As deformações máximas foram observadas no edifício da fábrica situada a tardo da escavação, onde se registou um levantamento máximo da ordem dos 20 mm. Colocou-se como hipótese mais provável que seriam as injeções para a materialização dos bolbos das ancoragens do terceiro nível, realizados nas argilas da Formação de Resende, que estariam na origem destes fenómenos de levantamento.

→ Abertura de uma fenda no pavimento da Av. Ibirapuera a tardo da contenção, situada no lado sul da escavação, com cerca de 4 cm (Figura C.1, Anexo C) (Stefanizzi *et al.*, 2014).

→ Fissuras com carácter evolutivo observadas em edifícios e pavimentos situados a tardo da escavação.

→ Deformação muito acentuada da parte superior da estrutura de contenção, sobretudo nos painéis a meio vão da escavação, atingindo os 88 mm, superando todos os limites de atenção e alarme.

→ Foi ainda constatada a franca saída de água pela cabeça das ancoragens.

A abertura da fenda na Av. Ibirapuera associada à acentuada evolução da deformação experimentada pela estrutura de contenção, sobretudo a meio vão da escavação, justificaram a adoção como contra medida de segurança, de um escoramento metálico no topo da contenção na zona central da escavação.

A **Estação Alto da Boa Vista** corresponde a uma estação *cut & cover* escavada com recurso a paredes moldadas e ancoragens, Figura 7.2. Para a construção desta estação previu-se apenas a execução de drenagem pelo seu interior. A geologia e a estratigrafia interessada pela estação é similar à encontrada na Estação Brooklin mas a presença de camadas de areias é mais relevante, com espessuras de cerca de 15 m. A dimensão da estação em planta é de 140 m x 22 m, com uma profundidade de cerca de 25 m (Stefanizzi *et al.*, 2014).

Durante a construção desta estação foram observados assentamentos à superfície que atingiram valores até 12 cm e obrigaram a evacuação de alguns edifícios localizados próximos à obra. Após a avaliação da situação, concluiu-se que os assentamentos estariam principalmente relacionados com a execução das ancoragens abaixo do nível freático, devido à significativa perda de solo ocorrida durante a execução destes elementos de suporte (Stefanizzi *et al.*, 2014). Para minimizar este impacto, foi necessário a adoção de contra medidas que atrasaram o prazo de conclusão da obra com o consequente agravamento em termos de custos (perfuração com circulação inversa e uso de válvula para controlar o retorno do fluxo, execução faseada das ancoragens e injeção secundária de calda ao longo do comprimento livre da ancoragem).



Figura 7.1: Estação Eucaliptos, São Paulo (cedida por Geodata®).



Figura 7.2: Estação Alto Boa Vista, São Paulo (cedida por Geodata®).



Figura 7.3: Estação Brooklin, São Paulo (Stefanizzi *et al.*, 2014).

Constata-se que as estações *cut & cover* tradicionais estão mais suscetíveis a problemas decorrentes dos processos construtivos adotados. Tais problemas resultam na necessidade

de medidas adicionais não previstas em projeto que se traduzem por aumento do tempo de construção e, por conseguinte, do custo da obra.

As vantagens da técnica construtiva aplicada na Estação Brooklin, Figura 7.3, em termos de redução do tempo de construção torna-se evidente quando se faz a comparação entre os resultados desta estação e os resultados obtidos nas principais estações *cut & cover* da Linha 5, conforme se apresenta no Quadro 7.1. Neste quadro, o tempo de início corresponde ao início de execução da parede moldada e o tempo de término corresponde à execução da laje de fundo.

A técnica construtiva adotada na Estação Brooklin, assegurou um total controlo das deformações e da estabilidade do maciço, minimizando o impacto na envolvente e permitindo a execução de um processo construtivo mais simplificado que resultou na redução do tempo de construção (conclusão da obra em 13 meses) o que está diretamente relacionado com a redução dos custos da obra (Stefanizzi *et al.*, 2014).

Quadro 7.1: Tempo de construção das estações *cut & cover* da Linha 5 (adaptado de Stefanizzi *et al.*, 2014)

ESTAÇÕES	CARACTERÍSTICAS	INÍCIO	FIM	CONCLUSÃO DA OBRA
Boa Vista	140 x 22 x 25 m, parede moldada (espessura = 1 m) com 4 níveis de ancoragens	03/2012	03/2014	24 meses
Borba Gato	136 x 24.6 x 21.5 m, parede moldada (espessura = 1 m), com 6 níveis de ancoragens	08/2012	01/2014	18 meses
Brooklin	140 x 36 x 27 m, poços multisseccantes	09/2012	10/2013	13 meses
Eucaliptos	140 x 22 x 25 m, parede moldada (espessura = 1 m), com 7 níveis de ancoragens	03/2012	01/2014	23 meses
Moema	140 x 22 x 25 m, parede moldada (espessura = 1 m), com 5 níveis de ancoragens	05/2012	07/2014	26 meses

A solução de escavação em poços elípticos com estruturas de contenção autoportantes foi também experimentada com sucesso em Portugal no Metro do Porto, como exemplo cita-se a Estação do Marquês, Figura 7.4, e a Estação de Salgueiros, Figura 7.5. Nestas estações o Método de Escavação Sequencial foi praticamente a única metodologia utilizada para a escavação (Topa Gomes, 2008).



Figura 7.4: Estação do Marquês, Porto (Topa Gomes, 2014).



Figura 7.5: Estação de Salgueiros, Porto (Topa Gomes, 2014).

Na **Estação do Marquês**, a escavação para o poço central da estação consistiu numa elipse com eixo maior de 48 m e eixo menor de 40 m, e 27 m de profundidade de escavação desenvolvida em solos residuais graníticos (Topa Gomes, 2014).

Na **Estação de Salgueiros**, a forma retangular da estação foi contida no interior de duas elipses parcialmente sobrepostas constituídas por anéis de betão armado, Figura 7.5 (Matos Fernandes, 2010). Resultou, portanto, da intersecção de dois poços elípticos desenvolvidos em solo residual granítico, usando o método da escavação sequencial. As dimensões máximas em planta são de cerca de 80 m x 38 m e altura de escavação 22 m (Topa Gomes, 2008).

Para o equilíbrio das forças que se desenvolvem no plano vertical de intersecção dos dois anéis elípticos, uma estrutura constituída por duas colunas circulares (diâmetro de 3,5 m) e uma viga de secção retangular (1,6 m x 2,0 m) foi moldada *in situ* antes do início da escavação, Figura 7.5 (Matos Fernandes, 2010). Esta solução foi acompanhada pelo rebaixamento do nível freático através de *well points* instalados à volta de todo o perímetro da obra.

A deformada final do suporte a 9 m de profundidade e o deslocamento horizontal máximo registado (proveniente de inclinómetro instalado a 2 m atrás da face de corte) são apresentados na Figura 7.6.

De acordo com Matos Fernandes (2010) constata-se que: a magnitude dos deslocamentos máximos é bastante pequena, em torno dos 0.15 % da profundidade da escavação, a forma assimétrica da deformada deve-se à heterogeneidade geológica do subsolo, caracterizada por terrenos mais resistentes e mais duros do lado este da escavação. Segundo o autor, a forma da deformada é muito expressiva no que diz respeito à interação

solo-estrutura no plano horizontal, envolvendo convergência ao longo dos eixos menores das elipses e divergência na vizinhança do eixo maior.

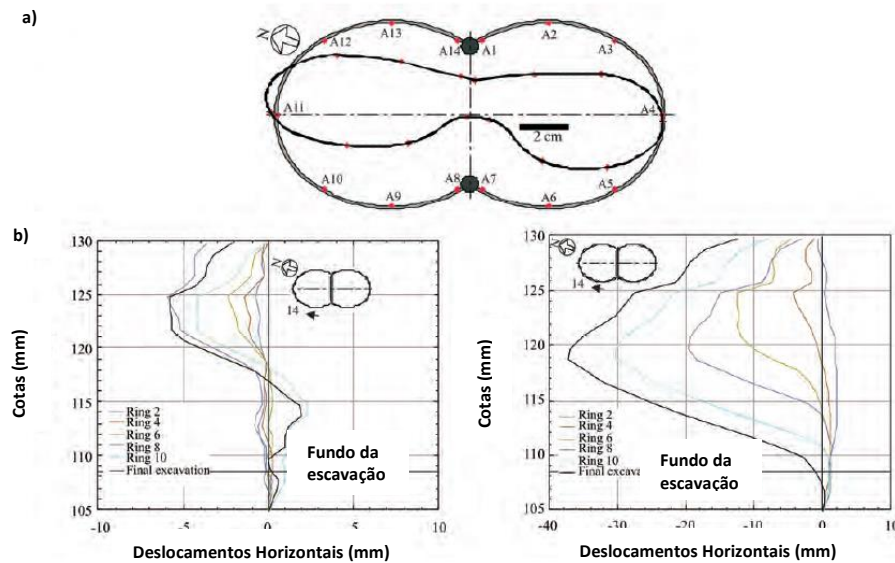


Figura 7.6: Resultados da Monitorização da Estação de Salgueiros do Metro do Porto: a) forma da deformada a 9 m de profundidade; b) deslocamentos horizontais a distância de 2 m da face da escavação, na direção paralela ao eixo longitudinal (à esquerda) e na direção normal ao eixo longitudinal (à direita) (Matos Fernandes, 2010).

As duas soluções referidas, Estação do Marquês e Salgueiros, foram realizadas com grande sucesso em termos técnicos e de economia (Matos Fernandes, 2010).

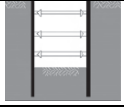
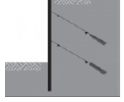
7.2. Escavações convencionais x Escavações por poços - Introdução ao modo de funcionamento

Matos Fernandes (2010) considerou que as estruturas de suporte poderiam ser divididas em dois grandes grupos:

- 1) sistemas de suporte de escavações cuja dimensão longitudinal é muito maior que a transversal, os quais poderão ser analisados assumindo estado de deformação plana;
- 2) sistemas de suporte cujas dimensões longitudinais e transversas são similares, nos quais a solução de suporte tira vantagem da geometria 3D.




O autor apresenta um quadro resumo, para vários tipos de escavações, com referência ao modo de funcionamento no plano vertical e horizontal em função do tipo de solicitação sobre a estrutura. Apresentam-se nos Quadros 7.2 e 7.3 algumas das estruturas referidas pelo autor com interesse para a presente dissertação.

Quadro 7.2: Estruturas de contenção de escavações - sistemas estruturais 2D (Matos Fernandes, 2010)

Tipo de Estrutura		Principal tipo de solicitação		
		Parede		Suporte
		Plano Vertical	Plano Horizontal	
	Parede escorada	Flexão	Flexão	Compressão e flexão
	Parede ancorada	Flexão e compressão	Flexão	Tração

Para as estruturas 2D, Quadro 7.2, o principal modo de funcionamento desenvolve-se segundo o plano vertical, ao contrário, para as estruturas 3D, Quadro 7.3 a interação solo-estrutura e o efeito das ações são mais complexos no plano horizontal (Matos Fernandes, 2010). Ou seja, em sistemas estruturais 2D os esforços principais ou condicionantes verificam-se ao longo de planos verticais perpendiculares ao alinhamento da contenção; enquanto nos sistemas 3D, os esforços principais ou condicionantes verificam-se ao longo de planos horizontais que contém o alinhamento da contenção.

Quadro 7.3: Estruturas de contenção de escavações - sistemas estruturais 3D (Matos Fernandes, 2010)

Tipo de Estrutura		Principal tipo de solicitação		
		Parede		Suporte
		Plano Horizontal	Plano Vertical	
	Poço cilíndrico	Compressão	Flexão	-
	Poços elípticos	Compressão e Flexão	Flexão	-
	Poços elípticos secantes com viga de reforço central	Compressão e Flexão	Flexão	Compressão e Flexão

Para os sistemas estruturais do Quadro 7.3, a forma circular da escavação favorece a migração das tensões para zonas laterais tangentes ao arco, colocando o solo na envoltória à escavação em compressão e promovendo a mobilização da resistência ao corte do maciço. Para estas estruturas Topa Gomes (2008) refere que a mobilização do efeito de arco nos terrenos circundantes permite a obtenção de uma estrutura geotécnica onde o maciço a escavar é encarado também como parte da solução e não só como o problema.

Por conseguinte, para as mesmas condições geotécnicas, os sistemas estruturais contemplados no Quadro 7.3 requerem uma quantidade menor de material estrutural comparativamente às soluções apresentadas no Quadro 7.2 (Matos Fernandes, 2010).

O modo de funcionamento descrito por Matos Fernandes (2010) é corroborado pelos resultados observados através da instrumentação da Estação Brooklin (Metrô de São Paulo), onde se constatou que o desenvolvimento de tensões tangenciais no maciço resultante da transferência de tensões (efeito em arco) e o desenvolvimento de esforços axiais na estrutura de contenção, resultaram em um adequado nível de deformação da estrutura de contenção e em reduzidos esforços de flexão ao longo da sua altura.

Constatou-se que quanto mais a geometria da escavação se afasta de uma distribuição axissimétrica, mais vulnerável se torna a estrutura de contenção uma vez que o efeito de arco nos poços centrais é atenuado e os benefícios daí provenientes são reduzidos, aumentando a necessidade de elementos de suporte externos à contenção para o equilíbrio das pressões à volta da escavação.

7.3. Quadro resumo vantagens x desvantagens

Nos Quadros 7.4 e 7.5 resumem-se as vantagens e desvantagens das escavações convencionais e das escavações por poços que foram abordadas ao longo deste trabalho.

Quadro 7.4: Vantagens e Desvantagens Escavações convencionais – Estação Eucaliptos

Solução Eucaliptos – solução cut & cover tradicional	Vantagens	<p>→ Não existe volume de sobreescavação.</p> <p>→ Não existe restrição de espaço no interior da escavação quando esta se realiza com recurso a ancoragens.</p> <p>→ Método construtivo que pode facilmente ser adaptado a diferentes formatos de escavação.</p>
	Desvantagens	<p>→ Necessário o recurso a elementos de suporte externos à contenção como ancoragens, o que aumenta a probabilidade de problemas relacionados com a execução destes elementos tais como: levantamentos do maciço a tardo da contenção (sobrepensões para a execução da selagem), perda de carga, drenagem do maciço a tardo devido à perfuração para ancoragens em areias submersas, com carreamento de finos para o interior da escavação.</p> <p>→ Menor controle das deformações e do tempo de construção face ao maior número de variáveis envolvidas no comportamento da estrutura de contenção que, em regra geral, implicam na necessidade de contra medidas não contempladas em projeto.</p>

Quadro 7.5: Vantagens e Desvantagens Escavações por poços – Estação Brooklin

Solução Brooklin – poços multisseccantes com paredes moldadas	Vantagens	<p>→ Escavação realizada em simultâneo em todos os poços que constituem a estação.</p> <p>→ Não é necessário o rebaixamento do nível freático pelo exterior da escavação, evitando os impactos deste processo na envolvente da obra.</p> <p>→ Não apresenta os problemas relacionados com a execução de ancoragens.</p> <p>→ Esta solução tira partido da capacidade de redistribuição do maciço, de forma a que o solo contribua para a sua própria sustentação, minimizando os esforços sobre a estrutura de contenção e por consequência permite um dimensionamento mais económico.</p> <p>→ Como a parede moldada constitui uma parede estanque à água pode ser usada como estrutura definitiva, o revestimento secundário pode neste caso ser mais delgado, constituindo uma solução mais económica quando realizada com este fim (Lu <i>et al.</i>, 2014).</p> <p>→ Processo construtivo simplificado e maior controlo das deformações por serem minimizados os processos com impactos na envolvente.</p> <p>→ Economia no tempo de construção comparativamente às soluções tradicionais pelo rendimento do processo construtivo.</p>
	Desvantagens	<p>→ Existência de um volume de sobreescavação que resulta da adaptação da forma retangular da estação (forma corrente) à geometria elíptica, que pode atingir ou ultrapassar 30% do volume teórico necessário de escavação (Topa Gomes, 2008).</p> <p>→ Em locais onde o substrato é constituído por terrenos muito rijos a construção de paredes moldadas torna-se dificultada ou mesmo impossibilitada (Lu <i>et al.</i>, 2014).</p>

Para terminar, no caso da metodologia construtiva corresponder à escavação por poços realizada pelo método SEM, importa ainda referir como vantagem desta solução a economia muito significativa quer do volume de betão a aplicar no suporte quer das próprias armaduras que constituem o seu reforço, superior a 50% relativamente a soluções tradicionais (Topa Gomes, 2008). Como desvantagem desta metodologia de escavação, refere-se a necessidade de rebaixamento do nível freático pelo exterior da escavação, o que potencia o risco de assentamentos na envolvente à obra, e o facto de constituir uma solução construtiva que não pode ser aplicada em qualquer ambiente geotécnico. A geologia e as condições freáticas influenciam fortemente a aplicabilidade deste método (Stefanizzi *et al.*, 2014).

8. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Ao longo do desenvolvimento deste trabalho pretendeu-se abordar duas diferentes soluções construtivas para Estações de Metropolitano, a Estação Eucaliptos, realizada pela metodologia tradicional das estações *cut & cover*, e a Estação de Brooklin, correspondente a uma solução construtiva mais recente constituída por poços secantes.

Na Estação Eucaliptos não se verificaram os pressupostos de projeto no que diz respeito às deformações expectáveis, ou seja, o comportamento previsto em projeto não correspondeu ao comportamento observado em obra. Contrariamente, na Estação Brooklin a convergência entre o comportamento previsto em fase de projeto e o comportamento observado foi muito satisfatória.

Assim, numa primeira parte, o trabalho apresentado focou-se na obra da Estação Eucaliptos abordando aspectos importantes do projeto e os resultados da instrumentação. Após o conhecimento do projeto e a análise dos resultados da instrumentação, foram realizadas análises numéricas da secção da contenção onde se observaram as maiores deformações, tendo como objetivo compreender quais os pressupostos do projeto que se afastaram da realidade da obra.

Através das análises numéricas, verificou-se que a rigidez das areias basais da Formação de Resende desempenharam um papel relevante sobre a deformada da contenção, conferindo melhores condições de encastramento à parte inferior da estrutura proporcionou que as deformadas desta se ajustassem melhor às curvas da instrumentação. Além disto, a maior rigidez atribuída às camadas inferiores parece resultar num mecanismo vertical de transferência de tensões no maciço, das zonas menos rígidas superficiais para as zonas profundas mais rígidas, efeito em arco vertical, resultando em deformadas com maior raio de curvatura mais próximas das curvas da instrumentação.

Constatou-se que o aumento de rigidez das camadas inferiores é funcional até certa medida, a partir de determinada grandeza dos valores do módulo de deformabilidade o solo passa a estar em outro domínio no qual as limitações de um modelo elasto-plástico perfeito com critério de rotura tipo *Mohr – Coulomb* são mais evidentes.

Através da observação das curvas de deformação provenientes da instrumentação constatou-se que as deformadas mais gravosas observadas sobretudo no topo da contenção ocorrem a partir de agosto de 2013. Após a realização de alguns modelos

numéricos, constatou-se que até a fase da escavação correspondente a este período, as deformadas provenientes da modelação ajustavam-se razoavelmente bem às deformadas da instrumentação. Face a esta observação, considerou-se que o salto registado pela instrumentação a partir de agosto de 2013 não teria como razão principal a inadequação dos módulos de deformabilidade dos solos, ou qualquer outro parâmetro intrínseco ao maciço, mas provavelmente estaria relacionado com causas externas, tendo-se admitido duas hipóteses: perda de capacidade de trabalho das ancoragens dos primeiros níveis por mecanismos de cedência na zona dos bolbos de selagem e a presença de sobrecargas em obra não contempladas em projeto.

A análise realizada para a primeira hipótese, perda de capacidade de trabalho das ancoragens por cedência na zona dos bolbos de selagem, não foi conclusiva, a observação das zonas de cedência dos modelos analisados em *Plaxis* não evidenciou a formação de uma zona de instabilidade e a análise da variação da força nas ancoragens do painel S14, integrada na análise restantes células instaladas na parede norte, não permitiu que esta hipótese fosse fundamentada.

A segunda hipótese foi validada após a observação do registo fotográfico da obra ao longo do ano de 2013, através do qual se verificou que houve em obra a presença de sobrecargas que superaram as sobrecargas contempladas na fase de projeto. A inclusão destas sobrecargas no modelo permitiu alguma melhoria no ajuste das deformadas às curvas da instrumentação, sobretudo na zona próxima ao topo da contenção, consequente de um maior paralelismo entre as deformadas do modelo e as deformadas do inclinómetro (fases avançadas da escavação). O efeito da sobrecarga em profundidade é limitado visto à largura considerada para a zona carregada ser de 1,5 m.

Para um melhor ajuste das curvas do modelo às curvas da instrumentação, considera-se que atendendo ao cenário geológico-geotécnico em que se desenvolveu a obra da Estação Eucaliptos, um modelo elasto-plástico perfeito com critério de rotura tipo *Mohr-Coulomb* pode não constituir o modelo mais adequado para simular o comportamento dos solos do Terciário da Bacia de São Paulo. Tratam-se de solos com importantes características de rigidez conferidas, entre outros, por processos físico-químicos, tais como secagem, cimentação e lixiviação, que resultaram na estrutura característica destes solos. Considera-se que, neste caso, seria vantajosa a utilização de um modelo como por exemplo o *Hardening Soil Model*, que reproduz a acentuada redução da rigidez do solo

com o aumento das tensões de corte, resultando em padrões de comportamento mais realistas.

No capítulo referente à Estação Brooklin, relatam-se as etapas importantes do processo que conduziu ao projeto final da estação, de forma a permitir a compreensão de aspectos críticos inerentes a este tipo de solução construtiva. Apresentam-se alguns resultados da instrumentação e discutem-se os seus valores de forma a compreender o comportamento da obra.

No caso da Estação Brooklin, o modo como a estrutura foi concebida permitiu a construção de uma estrutura com maior rigidez global comparativamente à Estação Eucaliptos, e com maior capacidade de distribuição, mecanismo favorecido pela própria geometria da estação, o que terá contribuído para um maior controlo das deformações.

Por fim, apresenta-se uma comparação entre as duas soluções construtivas onde se constata que as vantagens são preponderantes na solução de escavações por poços, uma vez que além de permitir o aproveitamento do próprio maciço para a redistribuição de tensões, permite que a estrutura resista às solicitações exteriores com a sua rigidez axial desenvolvendo esforços de compressão e por consequência, menores níveis de deformação. No caso de soluções construtivas como a adotada na Estação Brooklin, há ainda a vantagem das variáveis intervenientes no processo serem consideravelmente reduzidas pelo facto de se prescindir do recurso a ancoragens e do rebaixamento do nível freático.

Para terminar, importa sublinhar a importância da instrumentação de obras geotécnicas tais como as que foram aqui referidas, a instrumentação destas obras constitui o único meio de controlar o desempenho da solução ao longo do processo construtivo (fase crítica), permitindo caso necessário, intervir em tempo real de forma a evitar mecanismos de instabilidade ou danos mais severos. Além deste papel preventivo e controlador, a instrumentação reveste-se de especial importância quando se pretende compreender e validar os pressupostos do projeto, neste caso, a instrumentação constitui o fio condutor que torna possível a retroanálise da obra.

9. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Amaral, N. M. (2012). *Desenvolvimento de uma aplicação numérica para avaliação da capacidade resistente de pilares de betão armado*. Dissertação para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil. Obtido em 30 de junho de 2015, de: [http://repositorio.ipv.pt/bitstream/10400.19/1131/1/Tese%20\(Nuno%20Amaral%20n.%C2%BA%207247\)](http://repositorio.ipv.pt/bitstream/10400.19/1131/1/Tese%20(Nuno%20Amaral%20n.%C2%BA%207247))
- Cachim, P. B., & Morais, M. M. (2013). Cap V - Esforço Transverso. In *Estruturas de Betão - Bases de Cálculo segundo o Eurocódigo 2* (pp. 139). Porto: Publindústria. ISBN: 978 989 723 040 0
- Campos Filho, A. (2014). *Dimensionamento de Secções Retangulares de Concreto Armado à Flexão Composta Normal*. Universidade Federal do Rio Grande do Sul - Escola de Engenharia, Departamento de Engenharia Civil. Obtido em 30 de junho de 2015, de https://chasqueweb.ufrgs.br/~americo/eng01112/solicitacoes_normais.pdf
- Coelho, S. (1996). Dimensionamento de Ancoragens. In E. P. Gustave Eiffel (Ed.), *Tecnologia de Fundações* (pp. 60.9 - 60.16). Amadora: EPGE/ISEL. ISBN 972 8326 227.
- Companhia de Metropolitano de São Paulo, Departamento de Concepção Civil. (2008). *Diretrizes para o Cálculo das Obras Executadas pelo Método da Trincheira*. (IC - 5.00.00.00/3H9 - 001). São Paulo: Companhia de Metropolitano de São Paulo.
- Companhia do Metropolitano de São Paulo. (2014). *Obras - Metrô*. Obtido em 26 de outubro de 2014, de <http://www.metro.sp.gov.br/obras/linha-5-lilas/index.aspx>
- Geodata - Consórcio Linha 5 Metrô São Paulo. (2012a). *Memorial de Cálculo da Escavação de poços, Estação Brooklin*. (MC 5.12.01.01/6H1 - 101). São Paulo: Companhia do Metropolitano de São Paulo.
- Geodata - Consórcio Linha 5 Metrô de São Paulo. (2012b). *Memorial de Cálculo do Rebaixamento do Lençol Freático – Estação Eucaliptos*. (MC - 5. 08. 01.01 / 6I2 - 101). São Paulo: Companhia de Metropolitano de São Paulo.

Geodata - Consórcio Linha 5 Metrô São Paulo. (2012c). *Projecto Executivo – Concreto: Formas, Memorial de Cálculo - Estação Brooklin*. (MC 5.12.01.01/6J2 - 001). São Paulo: Companhia do Metropolitano de São Paulo.

Geodata - Consórcio Linha 5 Metrô de São Paulo. (2012d). *Projeto Executivo - Instrumentação. Relatório Técnico para o Sistema de Monitoramento – Estação Eucaliptos*. (RT - 5. 08. 01. 01 /6I7 - 001). São Paulo: Companhia de Metropolitano de São Paulo.

Geodata - Consórcio Linha 5 Metrô de São Paulo. (2012e). *Projeto Executivo - Sistemas de Contenção - Diafragma Comparação PB - PE - Memorial de Cálculo – Estação Eucaliptos*. (MC - 5 - 08.01.01/6H1 - 004). São Paulo: Companhia do Metropolitano de São Paulo.

Geodata - Consórcio Linha 5 Metrô de São Paulo. (2012f). *Projeto Executivo - Sistemas de Contenção, Obras Provisórias, Memorial de Cálculo – Estação Eucaliptos*. (MC - 5.08.01.01/6HI - 003). São Paulo: Companhia do Metropolitano de São Paulo.

Geodata - Consórcio Linha 5 Metrô de São Paulo. (2012g). *Relatório de Consolidação das Atividades Desenvolvidas nas Frentes de Obra pela Equipe de ATO (exceto túneis em Shield) - Lote 5, Estação Eucaliptos - Mês: Junho 2012*. (RT - 5.00.00.00/6A9 - 502 - Rev1). São Paulo: Companhia do Metropolitano de São Paulo.

Geodata - Consórcio Linha 5 Metrô São Paulo. (2012h). *Relatório de Consolidação das Atividades Desenvolvidas nas Frentes de Obra pela Equipe de ATO (exceto túneis em Shield) - Lote 5, Estação Eucaliptos - Mês: Novembro 2012*. (RT - 5.00.00.00/6A9 - 509 - Rev1). São Paulo: Companhia do Metropolitano de São Paulo.

Geodata - Consórcio Linha 5 Metrô São Paulo. (2012i). *Relatório de Consolidação das Atividades Desenvolvidas nas Frentes de Obra pela Equipe de ATO (exceto túneis em Shield) - Lote 5, Estação Eucaliptos - Mês: Dezembro 2012*. (RT - 5.00.00.00/6A9 - 510 - Rev1). São Paulo: Companhia do Metropolitano de São Paulo.

- Geodata - Consórcio Linha 5 Metrô São Paulo. (2013a). *Memorial de Cálculo da Escavação de poços - Estação Brooklin*. (MC 5.12.01.01/6H1 - 101 - Rev3). São Paulo: Companhia do Metropolitano de São Paulo.
- Geodata - Consórcio Linha 5 Metrô de São Paulo. (2013b). *Memorial de Cálculo do Escoramento Metálico - Estação Eucaliptos*. (MC - 5. 08. 01. 01/6H2 - 001). São Paulo: Companhia do Metropolitano de São Paulo.
- Geodata - Consórcio Linha 5 Metrô de São Paulo. (2013c). *Memorial de Cálculo do Rebaixamento do Lençol Freático - Estação Eucaliptos*. (MC - 5. 08. 01.01 / 6I2 - 201). São Paulo: Companhia do Metropolitano de São Paulo.
- Geodata - Consórcio Linha 5 Metrô São Paulo. (2013d). *Relatório de Consolidação das Atividades Desenvolvidas nas Frentes de Obra pela Equipe de ATO (exceto túneis em Shield) - Lote 5, Estação Eucaliptos - Mês: Janeiro 2013*. (RT - 5.00.00.00/6A9 - 511 - Rev1). São Paulo: Companhia do Metropolitano de São Paulo.
- Geodata - Consórcio Linha 5 Metrô São Paulo. (2013e). *Relatório de Consolidação das Atividades Desenvolvidas nas Frentes de Obra pela Equipe de ATO (exceto túneis em Shield) - Lote 5 - Mês: Fevereiro 2013*. (RT - 5.00.00.00/6A9 - 512 - Rev1). São Paulo: Companhia de Metropolitano de São Paulo.
- Geodata - Consórcio Linha 5 Metrô São Paulo. (2013f). *Relatório de Consolidação das Atividades Desenvolvidas nas Frentes de Obra pela Equipe de ATO (exceto túneis em Shield) - Lote 5, Estação Eucaliptos - Mês: Março 2013*. (RT - 5.00.00.00/6A9 - 514 - Rev1). São Paulo: Companhia do Metropolitano de São Paulo.
- Geodata - Consórcio Linha 5 Metrô São Paulo. (2013g). *Relatório de Consolidação das Atividades Desenvolvidas nas Frentes de Obra pela Equipe de ATO (exceto túneis em Shield) - Lote 5, Estação Eucaliptos - Mês: Abril 2013*. (RT - 5.00.00.00/6A9 - 515 - Rev1). São Paulo: Companhia do Metropolitano de São Paulo.
- Geodata - Consórcio Linha 5 Metrô São Paulo. (2013h). *Relatório de Consolidação das Atividades Desenvolvidas nas Frentes de Obra pela Equipe de ATO (exceto túneis em Shield) - Lote 5, Estação Eucaliptos - Mês: Maio 2013*. (RT - 5.00.00.00/6A9 - 516 - Rev1). São Paulo: Companhia do Metropolitano de São Paulo.

Geodata - Consórcio Linha 5 Metrô São Paulo. (2013i). *Relatório de Consolidação das Atividades Desenvolvidas nas Frentes de Obra pela Equipe de ATO (exceto túneis em Shield) - Lote 5, Estação Eucaliptos - Mês: Junho 2013*. (RT - 5.00.00.00/6A9 - 519 - Rev1). São Paulo: Companhia do Metrô de São Paulo.

Geodata - Consórcio Linha 5 Metrô São Paulo. (2013j). *Relatório de Consolidação das Atividades Desenvolvidas nas Frentes de Obra pela Equipe de ATO (exceto túneis em Shield) - Lote 5, Estação Eucaliptos - Mês: Julho 2013*. (RT - 5.00.00.00/6A9 - 520 - Rev1). São Paulo: Companhia do Metrô de São Paulo.

Geodata - Consórcio Linha 5 Metrô de São Paulo. (2013k). *Relatório de Consolidação das Atividades Desenvolvidas nas Frentes de Obra pela Equipe de ATO (exceto túneis em Shield) - Lote 5, Estação Eucaliptos - Mês: Agosto 2013*. (RT - 5.00.00.00/6A9 - 522 - Rev1). São Paulo: Companhia do Metrô de São Paulo.

Geodata - Consórcio Linha 5 Metrô São Paulo. (2013l). *Relatório de Consolidação das Atividades Desenvolvidas nas Frentes de Obra pela Equipe de ATO (exceto túneis em Shield) - Lote 5, Estação Eucaliptos - Mês: Setembro 2013*. (RT - 5.00.00.00/6A9 - 524 - Rev1). São Paulo: Companhia do Metrô de São Paulo.

Geodata - Consórcio Linha 5 Metrô de São Paulo. (2013m). *Relatório de Consolidação das Atividades Desenvolvidas nas Frentes de Obra pela Equipe de ATO (exceto túneis em Shield) - Lote 5, Estação Eucaliptos - Mês: Outubro 2013*. (RT - 5.00.00.00/6A9 - 526 - Rev1). São Paulo: Companhia de Metrô de São Paulo.

Geodata - Consórcio Linha 5 Metrô de São Paulo. (2013n). *Relatório de Retroanálise Estação Eucaliptos - Lote 5*. (RT - 5.00.00.00/6A9 - 521). São Paulo: Companhia do Metrô de São Paulo.

Geodata - Consórcio Linha 5 Metrô São Paulo. (2014). *Projeto Executivo - Corpo Principal da Estação Brooklin: Laje de fundo, Revestimento final, Estroncas. Concreto - Memorial de Cálculo*. (MC 5.12.01.01/6J2 - 301). São Paulo: Companhia do Metrô de São Paulo.

GTLOC Guindastes e Transportes Ltda. (2015). Obtido em 05 de junho de 2015, de www.gtlocguindastes.com.br/

- Júnior, M.O., França, P.T., Silva, M.A., & Matsui, M.M. (2010). Estação Vila Prudente do Metrô de São Paulo: Análise Numérica Tridimensional dos Poços de Grande Diâmetro. *Atas do Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica 2010: Engenharia Geotécnica para o Desenvolvimento, Inovação e Sustentabilidade (COBRAMSEG 2010)*.
- Korff, M. (2009). *Deformations and damage to buildings adjacent to deep excavations in soft soils*. (Ref. 1001307 - 004 - GEO - 0002). Delft: Deltares.
- LIEBHERR. (2015). Obtido em 05 de junho de 2015, de http://www.liebherr.com.br/pt-PT/default_br-lh.wfw
- Lu, M., Zhang, X., Zhao, Z., & Mao, D. (2014). Design and Construction of Shaft in Jurong Formation Sedimentary Rocks of Singapore. *Proceedings of the World Tunnel Congress 2014 (WTC 2014)*.
- Massad, F., Pinto, C. S., & Nader, J. J. (1992). Resistência e Deformabilidade. In Arsenio Negro Jr., A. A. Ferreira, U. R. Alonso, & P. A. Luz, *Solos da Cidade de São Paulo* (pp. 141-172). São Paulo: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Associação Brasileira de Engenharia de Fundações e Serviços Geotécnicos.
- Matos Fernandes, M. (1990). *Fundações e Estruturas de Suporte II*. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP).
- Matos Fernandes, M. (2010). Deep Urban Excavations in Portugal: Practice, Design, Research and Perspectives. *Soils and Rocks - An International Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 33, N 3, 115 - 126. ISSN 1980 - 9743
- NBR 5629 (2006). *Norma Brasileira - Execução de Tirantes Ancorados no Terreno*. (ICS 93.020). Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT).
- NBR 7483 (2008). *Norma Brasileira - Cordões de aço para estruturas de concreto protendido, Especificação*. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT).
- NBR 8681 (2003). *Norma Brasileira - Ações e Segurança nas Estruturas, Procedimentos*. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT).

- NP EN 1992 - 1 - 1 (2010). *Norma Portuguesa: Eurocódigo 2 - Projecto de estruturas de betão. Parte 1 - 1: Regras Gerais e Regras para Edifícios*. Lisboa: Instituto Português da Qualidade.
- Obrzud, R. (2011). *The Hardening Soil model with small strain stiffness*. Obtido em 15 de junho de 2015, de GeoMod Ing. SA: http://www.zace.com/Course_ACTUAL/ZSoilDay2011_HSmodels-course_v3.1.pdf
- Pinto, A., Ferreira, S., Lopes, P., Dias, J., Costa, R., & Almeida, F. (2010). *Palácio Sotto Mayor: Recalçamento de Edifício Centenário e Escavação de Grande Altura em Meio Urbano*. Obtido em outubro de 2014, de http://www2.dec.fct.unl.pt/UNIC_ENG/palestras/Ciclo_Palestras_2003/SottoMayor/SOTTOMAYOR.pdf
- Plaxis Version 8. (2002a). *Materials Models Manual* (pp. 1-1, 1-2). Netherlands: R.B.J. Brinkgreve, Delft University of Technology & Plaxis b.v., The Netherlands. ISBN 90 5809 508 8.
- Plaxis Version 8. (2002b). *Reference Manual*. Netherlands: R.B.J. Brinkgreve, Delft University of Technology & Plaxis b.v., The Netherlands. ISBN 90 5809 508 8.
- Riccomini, C., & Coimbra, A. M. (1992). Geologia da Bacia Sedimentar. In Arsenio Negro Jr., A. A. Ferreira, U. R. Alonso, & P. A. Luz, *Solos da Cidade de São Paulo* (pp. 50-54). São Paulo: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Associação Brasileira de Engenharia de Fundações e Serviços Geotécnicos.
- Schanz, T., Vermeer, P., & Bonnier, P. (1999). The Hardening Soil Model: Formulation and Verification. *Beyond 2000 in Computational Geotechnics - 10 Years of Plaxis* (pp. 281-297). Balkema, Rotterdam.: Ronald B.J. Brinkgreve. ISBN: 905809040X.
- Silva, M. A., Aguiar, G., Teixeira, I. F., Júnior, D. S., & Almeida, A. G. (2014). Development of a new design for Metro Stations. *Atas do XVII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (COBRAMSEG 2014)*. Goiânia, Brasil.
- Silva, M., Gonçalves, F., Aguiar, F., Aguiar, G., Lemos, L., Soares Jr., D., Mitrugno, D., Pradella, G. & Grasso, P. (2013). Construction aspects for Lot 3 São Paulo Metro

- Line 5 Expansion. In G. Anagnostou, & H. Ehrbar (Eds.), *World Tunnel Congress 2013 (WTC 2013)* (pp. 2218 - 2225). London: Taylor & Francis Group. ISBN 978 1 138 00094 0.
- Stefanizzi, S., Mitrugno, D., Floria, V., Pradella, G., Fernandez Garcia, A., & Grasso, P. (2014). On developing an innovative, self-supported, cut&cover structure for the Brooklin station of the São Paulo Metro. *Proceedings of the World Tunnel Congress 2014 - Tunnels for a better Life (WTC 2014)*. Foz do Iguaçu, Brazil.
- Surarak, C., Likitlersuang, S., Wanatowski, D., Balasubramaniam, A., Oh, E., & Guan, H. (2012). Stiffness and strength parameters for hardening soil model of soft and stiff Bangkok clays. *Soils and Foundations - The Japanese Geotechnical Society*, pp. 52 (4), 682–697. Retrieved from <http://dx.doi.org/10.1016/j.sandf.2012.07.009>
- Topa Gomes, A. (2008). *Poços Elípticos pelo Método de Escavação Sequencial na Vertical - O Caso do Metro do Porto*. Dissertação para a obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil, Universidade do Porto, Faculdade de Engenharia.
- Topa Gomes, A. (2014). Escavações *cut & cover* do Metro do Porto: Aspectos críticos associados à escavação e suporte. *Atas do XVII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (COBRAMSEG 2014)*. Goiânia, Brasil.
- Vargas, M. (2002). *Os Solos da Cidade de São Paulo - Histórico de Pesquisas* (pp. 26-38). São Paulo: Associação Brasileira de Geologia de Engenharia e Ambiental.
- Yassuda, C. T., Kenzo, H., & Rocha, H. C. (1992). Água do Subsolo. In Arsenio Negro Jr., A. A. Ferreira, U. R. Alonso, & P. A. Luz, *Solos da Cidade de São Paulo* (pp. 111-139). Sao Paulo: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Associação Brasileira de Engenharia de Fundações e Serviços Geotécnicos.

ANEXO A

DIMENSIONAMENTO DE ANCORAGENS, VERIFICAÇÃO DOS ESTADOS LIMITES

O dimensionamento das ancoragens é realizado com base nas verificações dos estados limites. São três os estados limites a considerar no projeto de ancoragens, nomeadamente (Matos Fernandes, 1990):

- Rotura da armadura;
- Rotura por deslizamento do bolbo de selagem em relação ao maciço envolvente;
- Deformação excessiva com perda de pré-esforço por fluência do bolbo e do maciço envolvente.

A verificação do terceiro estado limite referido, deformação excessiva com perda de pré-esforço, é relevante apenas para o caso de ancoragens definitivas em maciços argilosos (Matos Fernandes, 1990). Por conseguinte, não será contemplado no presente trabalho visto as ancoragens apresentarem carácter provisório.

O projeto da Estação Eucaliptos no que diz respeito ao dimensionamento das ancoragens foi realizado de acordo com a Norma Brasileira “Execução de tirantes ancorados no terreno” (NBR 5629, 2006), em seguida serão descritas algumas partes desta norma com interesse para o trabalho.

O primeiro estado limite, **rotura da armadura**, determina o dimensionamento da armadura da ancoragem. A tração na ancoragem correspondente a este estado limite é calculada a partir do valor característico da tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,1% do aço utilizado, $f_{p0,1k}$, designada tração limite da ancoragem. Este dimensionamento é realizado de acordo com o raciocínio descrito a seguir:

$$\sigma_{po} \leq 0,9 \times f_{p0,1k}$$

$$T_{adm} = T_{limite1} / F_s \quad (\text{Equação A.1})$$

$$T_{limite1} = T_{adm} \times F_s$$

Admitindo-se para efeitos de pré-dimensionamento:

$$T_{adm} = \text{Pré-esforço estimado pelo diagrama de impulsos} \times 1.20$$

Sendo,

σ_{po} : tensão de cedência do aço;

A_s : área da secção da ancoragem (área de aço);

$T_{limite1}$: tração limite da ancoragem em relação à rotura da armadura ou resistência à tração da ancoragem;

T_{adm} : tração admissível ou capacidade de carga da ancoragem;

F_s : factor de segurança. De acordo com Matos Fernandes (1990) os valores assumidos para este factor de segurança encontram-se compreendidos entre 1.33 e 1.67, correspondendo o limite inferior às ancoragens provisórias e o limite superior às ancoragens definitivas.

$f_{p0,1k}$: tensão limite de proporcionalidade a 0,1 % do aço utilizado.

Começa-se o processo pela definição da tração admissível, resultante do diagrama de pressões e da área de influência da ancoragem, conforme referido anteriormente, a majoração desta carga resulta na tração limite que se pretende para a ancoragem, com base na qual é dimensionada a armadura da ancoragem (número de cordões e diâmetro de cada cordão).

De acordo com a Norma Brasileira “Execução de tirantes ancorados no terreno” (NBR 5629, 2006), o dimensionamento para este estado limite é em tudo idêntico ao referido anteriormente, diferindo apenas no valor considerado para o factor de segurança:

→ no caso de ancoragens definitivas: $\sigma_{adm} = 0,9f_{p0,1k}/1,75$

→ no caso de ancoragens provisórias: $\sigma_{adm} = 0,9f_{p0,1k}/1,50$

Sendo

$$\sigma_{adm} = \sigma_{po} / F_s$$

$$T_{adm} = A_s \times \sigma_{adm} \quad (\text{Equação A.2})$$

Determinada a tração limite da ancoragem (esforço máximo para o qual foi concebida), dimensiona-se o comprimento do bolbo de selagem necessário para assegurar a resistência ao arranque deste elemento de suporte para aquele valor da tração limite. Esta etapa constitui a verificação do segundo estado limite, **rotura por deslizamento do bolbo de selagem em relação ao maciço envolvente**. De acordo com Matos Fernandes (1990), esta verificação só poderá ser realizada com a segurança necessária através da realização de ensaios prévios sobre uma percentagem das ancoragens a serem realizadas, contemplando os diferentes métodos construtivos adotados e as diferentes condições de terreno existentes no local.

Para a verificação deste estado limite numa fase prévia do projeto, recorre-se à metodologia proposta por Bustamante para a estimativa da tração limite de arranque do bolbo de selagem tendo em conta a interação entre este e o maciço envolvente. Convém, no entanto, salientar que se trata de uma verificação “grosseira” atendendo aos erros associados ao método. No projeto da Estação Eucaliptos, o dimensionamento por via experimental dos bolbos de selagem foi realizado através deste método.

De acordo com Coelho (1996), para que a amarração da ancoragem realize a sua função é necessário que: a armadura, dentro da zona de amarração, não possa deslizar no interior da calda que a envolve e a liga ao terreno; o comprimento de amarração (L_{bolbo}) deve ser suficiente para transmitir ao terreno os esforços induzidos pela obra em utilização.

De acordo com este método, a resistência da ancoragem depende de diversos factores, nomeadamente: modo de amarração e técnica de injeção da calda; número de repetições de injeção e as quantidades totais de calda injetada, pressões efetivas de injeção, caudais de injeção e natureza da calda, cujas características reológicas e mecânicas devem corresponder às especificações (Coelho, 1996).

Sendo a tração limite da ancoragem para o segundo estado limite, dada por:

$$T_{limite2} = \tau \times \beta' \times D \times \pi \times L_{bolbo} \quad (\text{Equação A.3})$$

Sendo,

$T_{limite2}$: resistência à tração ou tração última da ancoragem à rotura por deslizamento do bolbo de selagem;

L_{bolbo} : comprimento de amarração;

D: diâmetro da perfuração;

β' : Coeficiente de majoração que tem em conta o sistema de injeção utilizado (IRS ou IGU) e o tipo de solo interessado pelo bolbo de selagem.

τ : Atrito lateral limite unitário. O valor deste parâmetro depende igualmente da natureza do solo, da sua consistência ou compacidade e, obviamente, do tipo de selagem/injeção escolhido (IRS ou IGU) para a execução da ancoragem. O seu valor é dado por ábacos propostos por Bustamante (Coelho, 1996).

Se se tratar de amarração em mais do que uma camada de terreno, haverá que considerar o somatório das contribuições de cada uma das camadas:

$$T_{limite2} = \Sigma (\tau \times \beta' \times D \times \pi \times L_{bolbo}) \quad (\text{Equação A.4})$$

O comprimento de amarração não deve ser inferior a 4,0 m (Coelho, 1996).

A Norma Brasileira “Execução de tirantes ancorados no terreno” (NBR 5629, 2006), no que diz respeito ao comprimento da selagem, preconiza a determinação experimental com base em ensaios de campo em ancoragens, e ainda o recurso a metodologia proposta por Bustamante, num processo em regra similar ao descrito anteriormente.

O comprimento da selagem é obtido igualando o valor da resistência à tração da ancoragem ou tração limite (Equação A.1) à expressão proposta por Bustamante em relação à camada onde está selada cada ancoragem (Equação A.3 ou A.4).

Por fim, e de acordo com o método de trabalho brasileiro, similar ao português, a verificação estrutural da ancoragem é realizada com base no valor da carga máxima de serviço (T_s) que deve ser obtida através de modelos numéricos com recurso ao método dos elementos finitos (T_s proveniente da análise numérica, carga esta comparável ao valor do pré-esforço calculado na fase prévia do projeto agravado de 20%). Este valor da carga máxima de serviço (T_s) é comparado ao valor da capacidade de carga da ancoragem ou carga admissível da ancoragem (T_{adm} , no Brasil designada “carga de trabalho”).

A segurança estrutural de cada ancoragem está verificada se a carga de serviço (T_s), proveniente das análises numéricas, for inferior ou igual a capacidade resistente da ancoragem: $T_s \leq T_{adm}$. Para esta verificação, procura-se a fase da análise numérica onde é obtido o máximo valor de carga de serviço na ancoragem.

ANEXO B

VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA ESTRUTURAL DA CORTINA, DESENVOLVIMENTO DE UM EXEMPLO PRÁTICO

Após a obtenção dos esforços na estrutura, a verificação da segurança do dimensionamento para os estados limites últimos é realizada admitindo a contenção como se fosse uma laje, neste caso, são consideradas faixas de largura unitária sujeitas à flexão composta simples.

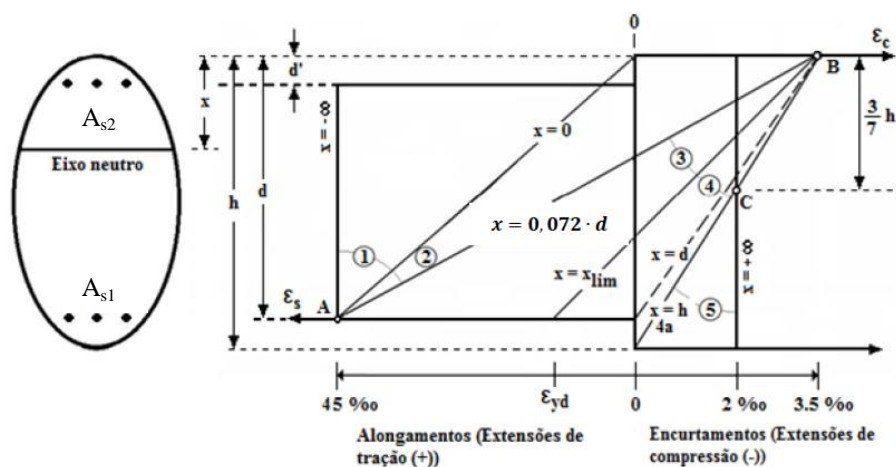
Para a verificação da segurança em secções de betão armado consideram-se as seguintes hipóteses básicas (NP EN 1992 - 1 - 1, 2010): a secção transversal mantém-se plana após a deformação (hipótese de Bernoulli); as deformações das armaduras aderentes são as mesmas que as deformações do betão na sua envolvente; a resistência do betão a tração é ignorada; a tensão no betão comprimido e nas armaduras tracionadas e comprimidas são obtidas do diagrama tensões – extensões de cálculo; a rotura de um elemento de betão armado poderá acontecer de duas maneiras distintas: por escoamento plástico das armaduras tracionadas e por esmagamento do betão comprimido.

Qualquer que seja a resistência à compressão do betão, em ELU, a extensão máxima do betão à compressão, segundo o EC2 (NP EN 1992 - 1 - 1, 2010) é de 3,5‰ em flexão simples, e 2‰ em compressão simples. Nas armaduras de aço para betão armado qualquer que seja a sua resistência à tração em ELU, adota-se para a extensão máxima das armaduras de aço à tração o valor de 45‰ como critério de ruína das armaduras (Amaral, 2012).

Para o cálculo da capacidade resistente de um elemento de betão armado (estado limite último, ELU), admite-se que pelo menos uma das extensões limites máximas convencionais dos materiais é atingida, portanto, o diagrama de deformações da secção ao longo da altura desta é dado por uma reta que passa necessariamente por um dos pontos A, B e C ilustrados no diagrama da Figura B.1 (Amaral, 2012).

Assim, o estado limite último é caracterizado quando a distribuição das deformações na secção transversal, função do esgotamento da capacidade resistente dos materiais (aço e/ou betão) que compõe a secção, pertencer a um dos domínios 1 a 5 apresentados na

Figura B.1. A seguir descreve-se de forma breve condições que caracterizam cada um destes domínios (Amaral, 2012):



A – alongamento máximo permitido nas armaduras tracionadas, $\epsilon_s = 45\text{‰}$.

B – extensão máxima de compressão no betão, $\epsilon_c = 3,5\text{‰}$.

C – limite de deformação do betão, $\epsilon_c = 2,0\text{‰}$ na fibra que dista $3/7 h$ da fibra mais comprimida em peças à compressão simples.

Figura B.1: Domínios de deformação admissíveis numa secção em E.L.U (Amaral, 2012).

Domínio 1: Solicitação por tração simples ou flexão composta. A rotura ocorre por escoamento plástico das armaduras. A secção resistente é constituída apenas pelas armaduras. O eixo neutro (x) posiciona-se exteriormente à secção, $x < 0$. A armadura mais tracionada encontra-se com uma extensão de 45‰ (NP EN 1992 - 1 - 1, 2010) e com uma tensão igual ao valor de cálculo da sua resistência f_{yd} .

Domínio 2: Solicitação por flexão simples ou composta. O eixo neutro (x) é interior à secção, variando a distância do eixo neutro à fibra mais comprimida entre 0 e $0,072d$. A rotura caracteriza-se pelo escoamento da armadura tracionada, com uma extensão de 45‰ (NP EN 1992 - 1 - 1, 2010).

Domínio 3: Solicitação por flexão simples ou composta. O eixo neutro (x) encontra-se no interior da secção, situando-se no intervalo entre $0,072d$ até um valor limite x_{lim} que será função da classe de aço utilizada (ϵ_{yd}). A rotura ocorre por esgotamento do betão, sendo que a fibra mais comprimida terá uma extensão de $3,5\text{‰}$, enquanto o aço se encontra no patamar de cedência (NP EN 1992 - 1 - 1, 2010).

Domínio 4: Solicitação por flexão simples ou composta. O eixo neutro (x) está posicionado no interior da secção, sendo a sua posição variável entre o valor limite do

domínio 3 (x_{lim}) e a altura útil da secção ($x = d$). A rotura ocorre pelo esgotamento da capacidade resistente do betão, estando a fibra mais comprimida com uma extensão de 3,5‰. O aço das armaduras encontra-se na zona elástica. Trata-se de um caso em que não se aproveita bem a resistência do aço das armaduras já que a tensão atuante no aço (σ_s) é menor que f_{yd} (valor de cálculo da tensão de cedência à tração do aço).

Domínio 4a: Solicitação unicamente por flexão composta. Trata-se de um domínio de transição em que o eixo neutro (x) continua a ser interior à secção, variando entre a altura útil ($x = d$) e a altura total ($x = h$). Todas as armaduras estão comprimidas, existindo uma pequena zona da secção tracionada. A rotura ocorre pelo esgotamento da capacidade resistente do betão, estando a fibra mais comprimida com uma extensão de 3,5‰, correspondente a uma tensão no betão de $\sigma_c = f_{cd}$.

Domínio 5: Solicitação por compressão simples ou flexão composta. A posição do eixo neutro (x) é exterior à secção, sendo $x > h$ (h = altura da secção). A peça está toda comprimida. A rotura ocorre pelo esgotamento da capacidade resistente do betão, estando a fibra mais comprimida com uma extensão de 3,5‰.

Conforme se verifica, nos domínios 1 a 2 rotura ocorre por deformação plástica excessiva, enquanto nos domínios 3 a 5 a rotura ocorre por esgotamento da capacidade resistente do betão, acompanhada ou não de cedência das armaduras.

A verificação da segurança passa pelo recurso a três tipos de relações, determinadas a partir das hipóteses básicas de cálculo apresentadas anteriormente (Campos Filho, 2014):

- Relações tensão-deformação dos materiais;
- Relações de compatibilidade de deformações;
- Relações de equivalência entre esforços atuantes e resistentes.

Assim, o processo de verificação da capacidade resistente das secções consiste num primeiro passo em determinar em que condição ocorre a rotura, ou seja, arbitrar qual das extensões limites máximas convencionais dos materiais (aço e betão) é atingida. Conhecidas as extensões nas armaduras, as tensões no aço são obtidas admitindo $\sigma_s = f_{yd}$ se as armaduras já tiverem iniciado a plastificação, ou pela aplicação da *Lei de Hooke* ($\sigma_s = \varepsilon \times E$), se estas estiverem no domínio da elasticidade.

O segundo passo consiste em determinar a posição do eixo neutro em estado limite último para as condições assumidas na rotura. Para tal, consideram-se as tensões no aço em

rotura, e se em caso de flexão composta, o valor do esforço axial atuante. Admite-se para este cálculo que o N_{Ed} atuante na secção em ELU será o correspondente ao N_{Ed} obtido pelos resultados da análise numérica.

Com recurso a condição de equilíbrio das forças ($\sum F = 0$), obtém-se a posição do eixo neutro em estado limite último. Conhecida a posição do eixo neutro no estado de rotura, verifica-se o domínio em que a secção se encontra e através da aplicação das equações de equilíbrio para as condições impostas, obtém-se o valor do momento resistente (M_{Rd}).

Para cada um dos domínios referidos, encontram-se estabelecidas as equações de equilíbrio, para cálculo das capacidades resistentes das secções, e equações de compatibilidade de deformações, estas últimas decorrentes dos domínios de deformação em estado limite último e da hipótese que as secções permanecem planas até a rotura (Campos Filho, 2014). Não serão aqui descritas as equações de equilíbrio e equações de compatibilidade de deformações para cada domínio, por ultrapassar o âmbito de uma breve abordagem pretendida para o tema, estas relações podem ser consultadas na bibliografia da especialidade.

A título de exemplo, na Figura B.2 apresenta-se a projeção dos diagramas de momentos fletores para uma secção da estrutura de contenção, designada secção A, corresponde a uma das seis secções que foram avaliadas para efeitos de dimensionamento, situa-se no lado norte da contenção (próxima ao canto NW).

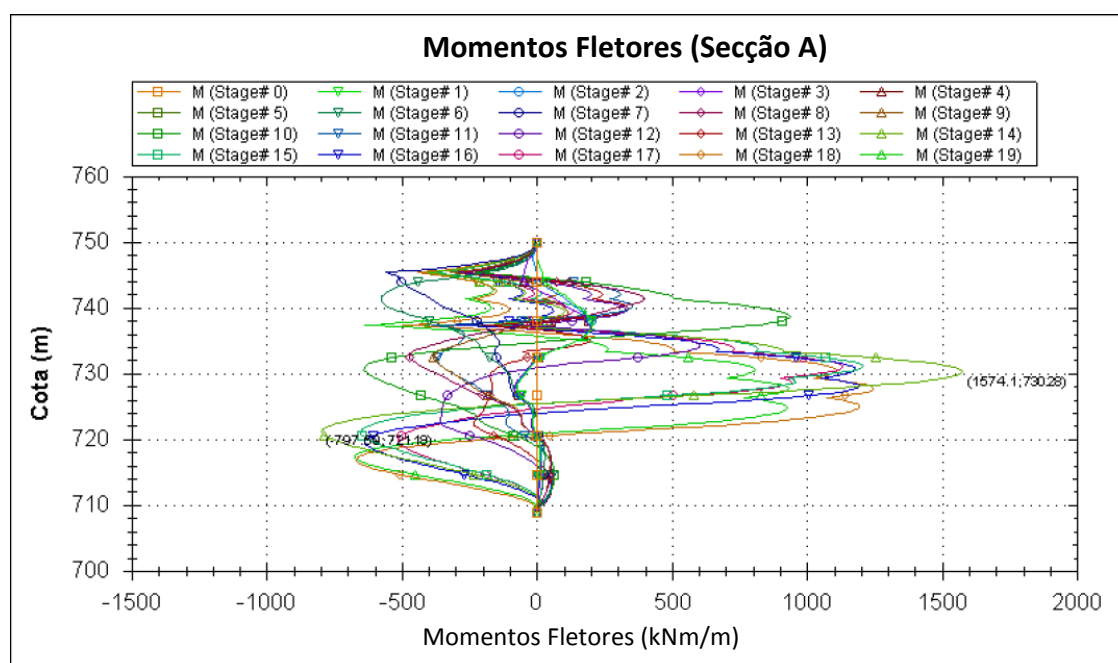


Figura B.2: Diagrama de momentos fletores (Secção A) (Geodata - Consórcio Linha 5 Metrô de São Paulo, 2012f).

De acordo com os resultados obtidos na análise numérica, os esforços de cálculo atuantes na estrutura de contenção à cota 737,28 m são (esforços característicos majorados):

$$\rightarrow N_{Ed} = 313 \text{ kN};$$

$$\rightarrow M_{Ed}^+ = 919,7 \text{ kNm/m}.$$

Embora a estrutura de contenção tenha sido realizada por painéis ou troços com 2,5 m de largura e com 1,0 m de espessura, a secção da estrutura de contenção a ser considerada na verificação estrutural será de 1 m de espessura por 1 m de largura, uma vez que os cálculos serão feitos por metro de extensão da cortina de forma a se poder comparar com os esforços provenientes da modelação, que se apresentam por metro de desenvolvimento.

As armaduras longitudinais existentes no troço considerado são (armaduras relacionadas com a largura de 1,0 m):

$$\rightarrow A_{s1} = 12\phi 25 \text{ (do lado da escavação);}$$

$$\rightarrow A_{s2} = 6\phi 25 \text{ (do lado do maciço);}$$

O betão apresenta $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$ e o aço $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$.

1º) Cálculo da posição do eixo neutro

Admitindo-se que na rotura o betão esgota a sua capacidade resistente, ou seja, na rotura $\epsilon_c = 3,5\text{‰}$ acompanhada pela cedência das armaduras, calcula-se a posição do eixo neutro para as condições admitidas para este estado limite. Este cálculo é feito através das equações de equilíbrio, admitindo tratar-se de flexão composta com $N_{Ed} = 313 \text{ kN}$.

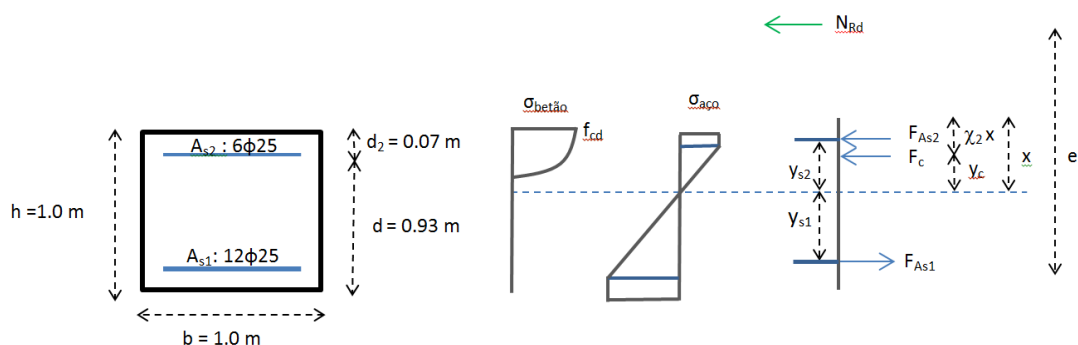


Figura B.3: Esquema ilustrativo das ações atuantes na secção da estrutura de contenção. Secção retangular solicitada à flexão composta.

Sendo,

A_{s1} = armadura em zona de tração;

A_{s2} = armadura em zona de compressão;

x = profundidade do eixo neutro;

$\chi_2 = 0,416$, coeficiente função da classe de betão para o diagrama parábola rectângulo;

$\chi_1 = 0,8095$, coeficiente função da classe de betão para o diagrama parábola rectângulo;

$$F_c = \chi_1 \times x \times b \times f_{cd};$$

$$F_{As} = A_s \times \sigma_{aço}.$$

Conforme ilustra o esquema da Figura B.3, o estabelecimento das condições de equilíbrio para a flexão composta em situação de estado limite último impõe:

$$N_{Ed} = F_c + F_{As2} - F_{As1} \quad (\text{Equação B.1})$$

$$M_{Rd} = F_{As1} \times y_{s1} + F_{As2} \times y_{s2} + F_c \times y_c \quad (\text{Equação B.2})$$

Para as duas camadas de armaduras plastificadas, tem-se:

$$F_c = 0,8095 \times x \times 1 \times (30000/1,5) = 16000 \times x$$

$$F_{As1} = 12 \times 4,91E-04 \times (500000/1,15) = 2561,74 \text{ kN}$$

$$F_{As2} = 6 \times 4,91E-04 \times [E \times \epsilon_{As2}] = 6 \times 4,91E-04 \times \{200E06 \times [(0,0035/x) \times (x-0,07)]\}$$

Substituindo na Equação B.1 obtém-se a profundidade do eixo neutro (x):

$$x = 0,1237 \text{ m}$$

De acordo com o esquema da Figura B.4, verifica-se a plastificação das armaduras:

$$\begin{aligned} \epsilon_{As1} / (d - x) &= 0,0035 / x \\ \epsilon_{As1} / (0,93 - 0,124) &= 0,0035 / 0,124 \\ \epsilon_{As1} &\approx 0,023 \gg 2,17 \text{ ‰} \Leftrightarrow \text{armadura} \\ &\text{plastificada.} \end{aligned}$$

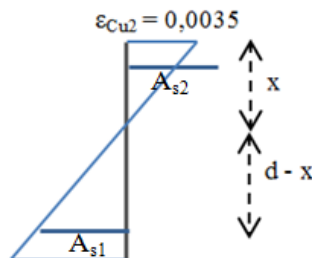


Figura B.4: Esquema de cálculo para verificação da plastificação das armaduras.

2º) Cálculo da capacidade resistente da secção

Atendendo às condições de rotura imposta e à profundidade do eixo neutro, verifica-se que em situação de rotura (estado limite último) a secção encontra-se no domínio 3, Figura B.1. Através das equações de equilíbrio obtém-se o valor do momento resistente:

$$M_{Rd} = b \times x \times f_{cd} \times \chi_1 \times (x - \chi_2 \times x) + A_{s2} \times \sigma_2 \times (x - d_2) + A_{s1} \times \sigma_1 \times (d - x) \quad (\text{Equação B.3})$$

Substituindo os valores correspondentes na Equação B.3, obtém-se:

$$M_{Rd}^+ = 2255,8 \text{ kNm/m}$$

Como o valor de M_{Rd}^+ (2255,8 kNm/m) > M_{Ed}^+ (919,7 kNm/m), considera-se verificada a segurança.

A verificação da segurança desta secção foi também realizada através do **programa XD - CoSec, v. 1.1**, aplicação desenvolvida no Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro para cálculo de secções de betão armado segundo o Eurocódigo 2. Os dados de entrada foram os mesmos referidos inicialmente: armaduras longitudinais em compressão $A_{s2} = 6\phi 25$ (do lado do maciço), armaduras longitudinais em tração $A_{s1} = 12\phi 25$ (do lado da escavação); betão com $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$ e o aço com $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$. Secção com 1 metro de espessura, com 7 cm de recobrimento, cálculo realizado por metro de desenvolvimento da contenção. O programa resultou num momento resistente (M_{Rd}^+) com valor de **2357,07 kNm/m**.

Na **Memória de Cálculo** referente a Estação Eucaliptos o momento resistente positivo calculado para esta secção da estrutura de contenção, à cota em estudo (737,28 m), foi de $M_{Rd}^+ = 2212 \text{ kNm/m}$ (Geodata - Consórcio Linha 5 Metrô de São Paulo, 2012f).

Apresenta-se no Quadro B.1 os valores dos momentos resistentes (M_{Rd}) provenientes da verificação da segurança aqui descrita e os valores apresentados em projeto.

Quadro B.1: Avaliação da segurança para a secção A da estrutura de contenção da Estação Eucaliptos à cota 737,28 m

Valores do projeto da Estação Eucaliptos			Valores calculados	
N_{Ed} (kN/m)	M_{Ed}^+ (kNm/m)	M_{Rd} (kNm/m)	M_{Rd}^+ (kNm/m) (Eq. Equilíbrio)	M_{Rd}^+ (kNm/m) (XD - CoSec)
313	919,7	2212	2256	2357

Conforme se observa, os resultados obtidos foram coerentes e evidenciam a verificação da segurança para esta situação particular da cortina de contenção.

Esta análise é realizada na fase de projeto para algumas das secções da estrutura de contenção, e em cada secção faz-se este mesmo procedimento para diferentes cotas ao longo da altura da parede, correspondentes a situações consideradas gravosas em termos de esforços atuantes (elevados esforços axiais e elevados momentos e elevados momentos e reduzidos esforços axiais), obtendo-se assim a verificação da segurança para zonas críticas ou esforços críticos previstos ao longo da estrutura de contenção.

Verificação ao corte (ELU)

A avaliação da segurança ao esforço transversal passa pela determinação do esforço transversal resistente de um elemento sem armadura de esforço transversal, designado $V_{Rd,c}$. No caso do esforço transversal atuante máximo (V_{Ed}) ser inferior ou igual ao valor do esforço transversal resistente sem armadura ($V_{Rd,c}$), a secção em estudo não precisa de armadura de esforço transversal, caso contrário, será necessária a adoção de armadura transversal. Contudo, por motivos de segurança e economia, os elementos deverão esgotar a sua capacidade e romper por flexão. Assim, é vantajoso colocar armadura transversal para aumentar a resistência ao esforço transversal (Cachim & Morais, 2013).

De acordo com Cachim & Morais (2013):

$$V_{Rd,c} = \max \{ [(0.18/y_c) \times k \times (100 \times \rho_l \times f_{ck})^{1/3} + 0.15\sigma_{cp}] \times b_w \times d; [0.035 \times k^{3/2} \times f_{ck}^{1/2} + 0.15 \sigma_{cp}] \times b_w \times d \} \quad (\text{Equação B.4})$$

Sendo,

y_c : coeficiente parcial do betão ($y_c = 1,5$); d : altura útil (mm); b_w : menor largura da secção transversal na zona tracionada (mm); A_{sl} : armadura longitudinal; N_{Ed} : esforço normal na secção devido às ações aplicadas ($N_{Ed} > 0$ para compressão) [N]; σ_{cp} : $\min (N_{Ed} / A_c; 0,2 f_{cd})$; A_c : área da secção transversal de betão (mm²).

$$k = \min [1 + \sqrt{(200/d)}; 2]$$

$$\rho_l = \min [(A_{sl} / (b_w \times d)); 0.02]$$

Nota: na expressão B.4 os valores de entrada devem ser introduzidos em mm e o resultado é em N.

Em elementos estruturais que necessitem de armadura de esforço transversal, a determinação do esforço transversal resistente (V_{Rd}) é conseguida pelo cálculo do esforço transversal resistente resultante da cedência da armadura transversal, corresponde à rotura

pelos estribos, designado $V_{Rd,s}$, e pelo valor de cálculo do esforço transversal resistente máximo resultante do esmagamento do betão nas bielas comprimidas, designado $V_{Rd, \text{máx}}$. O valor do esforço de corte resistente (V_{Rd}) corresponde ao menor dos dois valores referidos (Cachim & Moraes, 2013):

$$V_{Rd} = \min (V_{Rd,s}; V_{Rd, \text{máx}})$$

$$V_{Rd, s} = (A_{sw} / s) \times 0.9 \times d \times f_{wyd} \times \cotg \Theta \quad (\text{Equação B.5})$$

$$V_{Rd, \text{máx}} = (\alpha_{cw} \times b_w \times z \times v' \times f_{cd}) / (\cotg \Theta + \tan \Theta) \quad (\text{Equação B.6})$$

Sendo,

A_{sw} : armadura transversal;

s : espaçamento entre armaduras transversais;

f_{wyd} : valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras de esforço transversal;

α_{cw} : coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido, tem o valor de 1 para estruturas não pré-esforçadas;

z : braço do binário das forças interiores. Para o cálculo deste parâmetro seria necessário o conhecimento do esforço axial existente a esta cota, de forma a ser possível o cálculo da posição do eixo neutro. Contudo, como o valor dos esforços axiais às cotas correspondentes aos valores de V_{Ed} não consta na memória de cálculo, não foi possível o cálculo de z . Sendo assim, por simplificação e tendo em conta a demonstração da verificação da segurança ao corte, continuou-se o processo admitindo que $z \approx 0,9d$.

Θ : ângulo formado entre a escora comprimida de betão e o eixo da viga, os limites recomendados são $1 \leq \cot \Theta \leq 2,5$.

v' : coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal, dado por:

$$v' = 0,6 \times [1 - (f_{ck}/250)], \text{ com } f_{ck} \text{ em MPa.}$$

Na Figura B.5 apresentam-se os diagramas de esforços transversos provenientes do programa de cálculo automático para uma das secções estudadas (secção A).

Apresenta-se em seguida a verificação ao corte para o esforço transversal atuante máximo observado à cota 733,28 m da estrutura de contenção (secção A), no valor $V_{Ed} = 1077,45$ kN/m:

$$\rightarrow V_{Ed} = 1077,45 \text{ kN/m};$$

$$\rightarrow A_{sw} = 1\phi 16/20\text{cm com 4 ramos (estribos longo de toda a altura da parede);}$$

$$\rightarrow h = 1\text{m};$$

→ $d = 0,93 \text{ m}$.

O betão apresenta $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$ e o aço $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$.

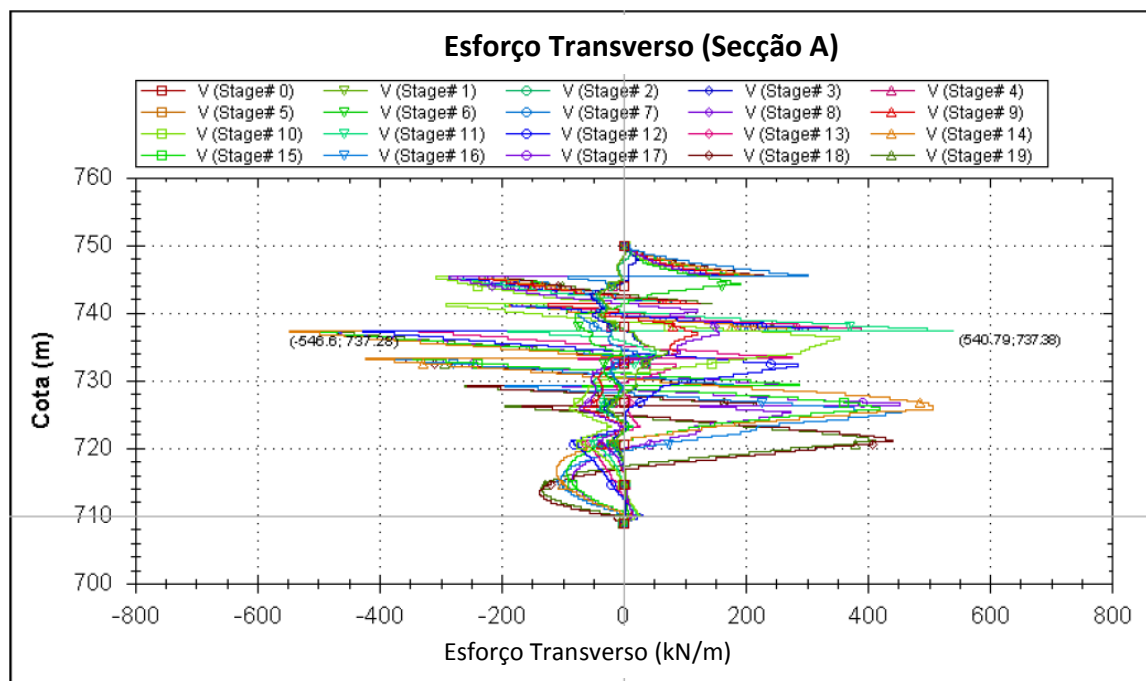


Figura B.5: Diagrama de esforços transversos (Secção A) (Geodata - Consórcio Linha 5 Metrô de São Paulo, 2012f).

O cálculo de $V_{Rd,c}$ foi realizado com base na Equação B.4 para duas situações distintas, admitindo em tração o lado da escavação ($A_{s1} = 12\phi 25$ em tração) e depois admitindo em tração o lado do maciço ($A_{s1} = 6\phi 25$ em tração), adoptando-se como $V_{Rd,c}$ o menor dos dois valores assim calculados.

Importa referir que uma vez que se trata de uma verificação de segurança e não de dimensionamento, este cálculo não seria necessário, sendo apenas necessário o cálculo do esforço transversal resistente com armadura transversal. Contudo, apresenta-se o valor calculado de forma a comparar com o respetivo valor que é apresentado na Memória da Cálculo da Estação Eucaliptos.

Apresentam-se a seguir os valores introduzidos na Equação B.4 e o valor do esforço transversal resistente sem armadura transversal.

$$k = 1,463;$$

$$\rho_1 = 0,0032 \text{ (admitindo em tração o lado armado com } 6\phi 25\text{)}$$

$$\rho_1 = 0,0063 \text{ (admitindo em tração o lado armado com } 12\phi 25\text{)}$$

$$\sigma_{cp} = 0 \text{ (opção pelo lado da segurança)}$$

$$V_{Rd, c} (A_{st} = 6\phi 25 \text{ em tração}) = 347 \text{ kN/m}$$

$$V_{Ed} (=1077 \text{ kN/m}) > V_{Rd, c} (= 347 \text{ kN/m}) \Rightarrow \text{Necessária armadura transversal}$$

Para o cálculo do valor de $V_{Rd, s}$ e $V_{Rd, max}$ adoptou-se $\cotg \theta = 2,5$, com recurso às Equações B.5 e B.6 obtiveram-se os seguintes valores:

$$V_{Rd, max} = [1 \times 1 \times 0,9 \times 0,93 \times 20000 \times 0,528] / [2,5 + (1/2,5)]$$

$$V_{Rd, max} = 3047,8 \text{ kN/m ou } 7619,5 \text{ kN/ painel}$$

$$V_{Rd, s} = [0,00402 \times 0,9 \times 0,93 \times (500000/1,15) \times 2,5]$$

$$V_{Rd, s} = 3657,3 \text{ kN/ painel}$$

$$V_{Rd} = \min (V_{Rd, max}; V_{Rd, s})$$

$$V_{Rd} = 3657,3 \text{ kN/ painel, com } V_{Ed} = 1077,45 \text{ kN/m} \times 2,5 \text{ m};$$

$$V_{Ed} (2693,6 \text{ kN/painel}) < V_{Rd} (3657,3 \text{ kN/m}) \Rightarrow \text{Verifica a segurança.}$$

Além das verificações referentes à segurança estrutural, faz-se ainda a verificação referente aos estados limites de serviço (ELS), que incide sobretudo nos valores das tensões instaladas nos materiais constituintes da estrutura (betão e aço), contudo, este tema não será abordado neste trabalho.

ANEXO C

CRONOGRAMA DA ESCAVAÇÃO, ESTAÇÃO EUCALIPTOS

Pretende-se neste Anexo descrever a sequência temporal dos trabalhos de escavação e realização da contenção periférica da Estação Eucaliptos que precedeu a definição do faseamento construtivo, cujo resumo em função das datas e das cotas de escavação foi apresentado no capítulo 5, subcapítulo 5.4.

Os limites de atenção e de alarme referidos ao longo deste texto, são definidos no Projeto Executivo e foram estabelecidos em função da análise numérica da estação realizada na fase de projeto pela empresa Geodata, correspondem a uma fração do comportamento previsto no modelo numérico (valores de referência), seja o comportamento correspondente à deformação, força nas ancoragens, tensões instaladas na estrutura, etc. Os limites de atenção correspondem a 70% do respectivo valor de referência e os limites de alarme correspondem a 100% do respectivo valor de referência. Faz-se exceção para as ancoragens, nestes elementos o limite de atenção corresponde a 100% da carga prevista em projeto e os limites de alarme correspondem a 120% da carga prevista em projeto.

Apresenta-se a seguir a descrição mensal de fases importantes do avanço da obra relacionadas com a zona onde se insere o painel S14 e relatam-se factos notórios que ocorreram durante a fase de escavação.

Novembro 2012 (Geodata - Consórcio Linha 5 Metrô São Paulo, 2012h)

Início dos trabalhos de escavação do corpo da estação.

Dezembro 2012 (Geodata - Consórcio Linha 5 Metrô São Paulo, 2012i)

→ Conclusão dos painéis de parede moldada. Escavação à cota 744,8 m.

→ Registou-se um deslocamento máximo no MR5 (painel S14) para o interior da escavação, superior aos demais marcos refletores. Segundo o Relatório Mensal de Acompanhamento Técnico em Obra (2012i), aquele deslocamento possivelmente resultou da passagem de camiões na proximidade. No lado oposto da escavação o marco refletor MR14 (painel S46) apresentou um dos maiores valores lidos neste lado da escavação.

→ Alguns painéis apresentaram deficiência de betonagem.

Janeiro 2013 (Geodata - Consórcio Linha 5 Metrô São Paulo, 2013d)

- A escavação encontrava-se à cota 744,8 m.
- Iniciaram-se os ensaios de bombagem no final deste mês (28/01/13).
- À semelhança do mês anterior, foi o marco refletor MR5 (painel S14) que registou um maior deslocamento horizontal acumulado para o interior da escavação.

Fevereiro 2013 (Geodata - Consórcio Linha 5 Metrô São Paulo, 2013e)

- Foi concluída a escavação para o segundo nível de ancoragens à cota aproximada de 740,8 m e foram instalados os pré-esforços das ancoragens do primeiro e segundo nível.
- Neste mês encontravam-se em bombagem os poços externos (PBS, poços com bomba submersa) na zona este da escavação, estando em curso a avaliação e verificação da eventual conexão dos lençóis freáticos e do comportamento hidráulico do maciço interessado pela obra.
- No final do mês o INA2 na zona do painel S14 sofreu um rebaixamento de aproximadamente 1 m, segundo o Relatório de Acompanhamento Técnico em Obra, este rebaixamento esteve diretamente relacionado com a perfuração de algumas ancoragens na proximidade.
- Os únicos piezômetros que registaram ligeira tendência de rebaixamento desde o início dos ensaios de bombagem foram o INA6 e o INA 7, não incluídos na zona em estudo. A exceção destes piezômetros, nenhuma das outras variações observadas foram correlacionadas com o início dos ensaios de bombagem.
- Relativamente aos marcos refletores, repetiu-se o padrão observado nos últimos dois meses, foi o marco refletor MR5 (painel S14) que registou um maior deslocamento horizontal acumulado.

Março 2013 (Geodata - Consórcio Linha 5 Metrô São Paulo, 2013f)

- Neste mês foi executada a escavação para o terceiro nível de ancoragens à cota aproximada de 736,8 m.
- O INA4, situado a tardoz da parede norte (painel S14), teve de ser novamente executado visto este ter sido destruído pela execução das ancoragens.

→ Neste mês alguns INAs, entre eles o INA2 (painel S14), experimentaram um rebaixamento que foi relacionado com a escavação para o segundo nível de ancoragens e a sua instalação à cota 741,28 m.

→ Nos PBS (poços com bomba submersa) registaram-se em geral, incluindo os PBS instalados a tardoz do painel S14, baixas vazões.

→ Os piezómetros PZE2 (painel S14) e o PZE5 (painel S46) não registaram variações significativas durante o mês em análise em função da bombagem em curso.

→ Neste mês a máxima deformação para o interior da escavação foi registada no painel S46 (secção SC06) pelo MR14.1 instalado à cota 743 m. Todas as leituras registadas neste período foram compatíveis com os valores expectáveis.

→ As leituras dos inclinómetros encontravam-se dentro da normalidade, tendo-se registado o máximo valor de deformação no topo no painel S46, pelo inclinómetro IN6.

Abril 2013 (Geodata - Consórcio Linha 5 Metrô São Paulo, 2013g)

→ Conclusão da viga de coroamento.

→ No início do mês a escavação encontrava-se à cota 736,8 m (terceiro nível de ancoragens). No final do mês de abril iniciaram-se os trabalhos de escavação para o quarto nível de ancoragens, à cota aproximada de 732,8 m.

→ O relatório de Acompanhamento Técnico em Obra deste mês (2013g) atribuiu o rebaixamento brusco e a inoperacionalidade de alguns INAs à execução das ancoragens.

→ No dia 25 de abril de 2013 foi interrompido o funcionamento do sistema de bombagem por solicitação do projetista (Geodata) para avaliar a real variação dos níveis piezométricos instalados.

→ Não se verificou qualquer relação direta entre a interrupção do sistema de bombagem e as alterações dos níveis piezométricos.

Mai 2013 (Geodata - Consórcio Linha 5 Metrô São Paulo, 2013h)

→ No final deste mês a zona onde se encontra o painel S14 encontrava-se escavada para a quinta linha de ancoragens à cota 728,8 m.

→ Observou-se um ligeiro empolamento generalizado de até 2 mm a tardoz da parede norte da escavação.

→ O piezômetro PZM2 instalado no interior da escavação evidenciou um comportamento de contaminação decorrente da entrada de água para o interior do piezômetro pela boca do tubo.

→ O sistema de bombagem continuou interrompido, até este período não se observou qualquer relação entre a interrupção do sistema de bombagem e a alteração dos níveis piezométricos.

→ No final do mês de maio o inclinômetro IN6 (painel S46) superou o limite de atenção definido no projeto executivo.

→ A partir do final do mês de abril e durante o mês de maio, através das marcas de nivelamento nas edificações vizinhas à obra registaram-se levantamentos significativos no lado norte da escavação. As máximas deformações verticais foram observadas no edifício da fábrica situada a tardoz do painel S14, onde ao final do mês se registou uma deformação máxima de 15 mm.

→ Observou-se a evolução da abertura das fissuras no pavimento junto aos referidos edifícios situados a tardoz do painel S14. De acordo com os Relatórios de Acompanhamento Técnico de Obra, tentou-se identificar qual a causa dos levantamentos, contudo, não sendo fácil isolar o fenómeno causa-efeito visto os trabalhos em curso no interior da escavação decorrerem em simultâneo com a furação/injeção e pré-esforço das ancoragens, colocou-se como hipótese mais provável, que as injeções para a materialização dos bolbos das ancoragens do terceiro nível, que são realizadas nas argilas da Formação de Resende, sobretudo nas zonas onde a projeção em planta dos bolbos de diferentes níveis se sobrepõem, estariam na origem destes fenómenos de levantamento.

→ Neste mês foi constatada a franca saída de água pela cabeça das ancoragens

Junho 2013 (Geodata - Consórcio Linha 5 Metrô São Paulo, 2013i)

→ No início do mês de junho a escavação na zona do painel S14 estava à cota aproximada de 728,8 m, correspondente ao quinto nível de ancoragens. Neste período, continuaram-se os trabalhos de pré-esforço das ancoragens do quarto nível e iniciou-se o pré-esforço do quinto nível.

→ No final de junho (22/06/13) foi reativado o funcionamento do sistema de bombagem, nos três dias de leituras disponíveis as vazões mantiveram-se bastante baixas com um valor médio de 12 m³/dia. Neste mês, decidiu-se a instalação de PBS adicionais.

- A máxima deformação foi registada no marco refletor MR14.1 (painel S46).
- Em todas as células de carga registaram-se leituras compatíveis com o avanço dos trabalhos.
- Quanto aos assentamentos à superfície, as marcas de nivelamento instaladas nas edificações vizinhas à obra, no lado norte e nascente da escavação continuaram a registar levantamentos no período associado às injeções das ancoragens. As máximas deformações verticais foram registadas no edifício da fábrica situada a tardoz do painel S14, onde se observou uma deformação máxima da ordem dos 17 mm. Os fissurómetros registaram um incremento no mês em análise.
- Neste mês interessa assinalar a ocorrência de leituras que ultrapassaram os limites definidos no Projeto Executivo, que correspondem para a zona em estudo ao inclinómetro IN6 (painel S46) e à barra extensométrica BE15I (painel S46).
- De acordo com os Relatórios Técnicos de Acompanhamento de Obra, no seguimento da alteração da geometria da laje de fundo em função da necessidade de execução de um porão de cabos e colchão drenante sob este elemento estrutural, o que resultou num aumento da profundidade de escavação, passou a existir uma alteração na cota de fundo em parte da escavação. A zona central da escavação (inclui a secção SC06) teve a sua cota de fundo diminuída em cerca de 3 m, passando a corresponder à cota 719, 17 m (alteração considerada na análise numérica do painel S14 apresentada no capítulo 5).
- Decorrente deste aumento de altura escavada, a solução proposta para a execução das ancoragens do quinto e sexto níveis foi alterada, diminuindo-se o espaçamento horizontal entre estas, passando a existir duas ancoragens por painel e aumentando-se um nível de ancoragens, correspondente ao sétimo nível (alteração considerada na análise numérica do painel S14 apresentada no capítulo 5).
- Relativamente aos levantamentos observados à superfície a tardoz da escavação, de acordo com informação constante no Relatório de Acompanhamento de Obra do mês de junho (2013i), foram analisados no decurso deste mês alguns registos de execução das ancoragens do terceiro nível, onde se constatou que apesar das pressões normais para a abertura das manchetes, as pressões usadas para as injeções apresentavam valores muito elevados. Este facto associado à contemporaneidade entre levantamentos à superfície e injeções, corrobora a hipótese do levantamento observado ter uma relação causa-efeito com as injeções das ancoragens.

→ Manteve-se neste período a percolação de água verificada pela cabeça de algumas ancoragens.

Julho 2013 (Geodata - Consórcio Linha 5 Metrô São Paulo, 2013j)

→ Durante este mês foi executada em parte da estação (zona do painel S14), a escavação para o sexto nível de ancoragens à cota 725,78 m.

→ O sistema de rebaixamento do lençol freático, reativado em finais de junho, apresentou neste mês vazões ainda mais baixas com valores médios de 8,6 m³/dia.

→ A deformação máxima apresentada pelos marcos refletos foi registada no MR5 (painel S14).

→ O inclinómetro IN6 à semelhança do mês anterior superou os limites de atenção.

→ Quanto aos movimentos verticais superficiais, as marcas de nivelamento continuaram a registar alguns levantamentos associados à execução das ancoragens.

Agosto 2013 (Geodata - Consórcio Linha 5 Metrô de São Paulo, 2013k)

→ A escavação encontrava-se à cota correspondente ao sexto nível de ancoragens (725,75 m).

→ A 14 de Agosto constatou-se a abertura de uma fenda no pavimento da Av. Ibirapuera sobre as adutoras da SABESP (paralela ao lado sul da estrutura de contenção), Figura C.1.

→ A partir do dia 08 de Agosto, os tassómetros registaram deformações várias. O Relatório de Acompanhamento Técnico em Obra deste mês (2013k) refere que estes levantamentos poderiam estar associados à mobilização de uma cunha de rotura na zona dos bolbos do primeiro nível de ancoragens, sendo correlacionáveis com a abertura da referida fenda no pavimento da Av. Ibirapuera no dia 14 de Agosto de 2013, com cerca de 4 cm.

→ No dia 14 de agosto a empresa responsável pela instrumentação assumiu falta de confiança no sistema de leitura dos marcos refletos em coordenadas absolutas e informou que a partir dessa data só disponibilizaria informação dos MR's com leituras relativas, as cordas.

→ Não se identificou a presença de água nas fendas da Av. Ibirapuera.

→ Neste mês mantiveram-se os trabalhos de execução da segunda fase dos poços de bombagem. Até esta data 18 dos poços realizados estavam em funcionamento, simultaneamente estavam a ser executados os restantes PBS adicionais.

→ Neste mês as vazões registadas foram bastante baixas, com um valor médio de 2,7m³/dia.

→ É referido no Relatório Técnico de Acompanhamento em Obra (2013k) que as oscilações dos valores das cordas (marcos refletos) registadas neste período foram superiores ao aceitável neste tipo de leituras, variações superiores a 2 mm (erro associado à medição). Em várias secções da escavação (inclui a secção SC06) os valores lidos ultrapassaram os limites de referência. A maior deformação experimentada neste mês ocorreu na secção situada a meio da escavação, SC06 (painéis S14 e S46).

→ As deformações registadas em todos os inclinómetros no final deste mês estavam acima dos limites de referência. Os inclinómetros que registaram as maiores deformações acumuladas foram os inclinómetros da secção SC06, IN6 (painel S46) e IN2 (painel S14), sendo IN2 o inclinómetro que apresentou o maior incremento neste período.

→ De acordo com o Relatório de Acompanhamento Técnico em Obra deste mês (2013k), o IN2 (painel S14) evidenciou a partir de Agosto incrementos de 20 mm no topo, efeito explicado pela empresa responsável pela instrumentação como troca de equipamento de medição em função do aumento da frequência das leituras.

→ As marcas de nivelamento instaladas no edifício da fábrica continuaram a registar alguns levantamentos neste período.

→ As fissuras nos edifícios indicaram a continuação das deformações, não foram observados sinais de estabilização.

→ É de salientar neste mês a abertura da fenda na Av. Ibirapuera sobre as adutoras da SABESP, Figura C.1, evento este associado à evolução da deformação experimentada pela estrutura de contenção, com atenção sobretudo para os valores registados nos inclinómetros da secção SC06 a meio da escavação (painel S14 e S46), tendo-se verificado a existência de leituras que superaram os limites de referência (inclinómetros, cordas dos marcos refletos e barras extensométricas). Na sequência destes importantes indicadores de monitorização, foi decidido em Agosto de 2013 adotar como contra medida de segurança a instalação de um escoramento metálico no topo da contenção, na zona central da escavação (inclui painéis S14 e S46).

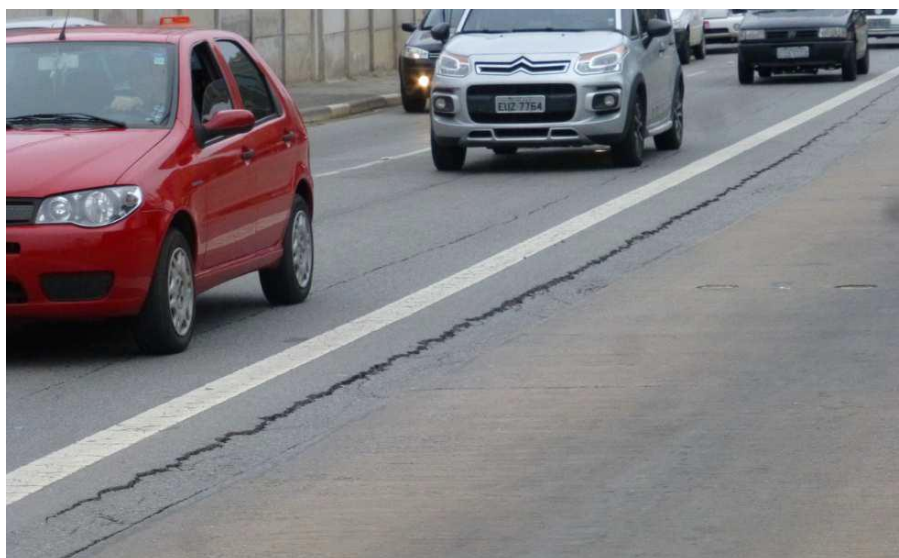


Figura C.1: Fenda na Av. Ibirapuera junto à escavação para a Estação Eucaliptos, a tardoz da parede sul (Geodata - Consórcio Linha 5 Metrô São Paulo, 2013n).

Setembro 2013 (Geodata - Consórcio Linha 5 Metrô São Paulo, 2013l)

- Neste mês na zona do painel S14 a escavação encontrava-se entre as cotas 722,0 m e 723,0 m. Do primeiro ao sexto nível as ancoragens estavam executadas e pré-esforçadas.
- Executou-se o sétimo nível de ancoragens à cota 722,7 m (nível adicional por decisão do Metrô).
- No final deste mês foi iniciada a colocação de escoras a meio da escavação.
- Concluiu-se a segunda fase de execução de PBS (poços com bomba submersa). Neste mês estiveram em funcionamento 36 PBS (18 executados na primeira fase e 18 executados na segunda fase). Registraram-se vazões médias de 20 m³/dia.
- Os marcos superficiais indicaram tendência para estabilização.
- A entrada em funcionamento durante o período dos 18 poços de bombagem não se refletiu de forma significativa na piezometria instalada.
- As maiores deformações experimentadas no período foram nas secções a meio da escavação (painéis S14 e S46).
- Os inclinómetros não registaram no período deformações acima dos 10 mm, sendo esta ordem de grandeza de deformação cabível no erro associado ao próprio equipamento de leitura (0,25 mm/m).
- As células de carga evidenciaram tendência para estabilização.

→ Dos edifícios mais preocupantes interessa referir a fábrica a tardoz do painel S14, uma vez que foi o edifício onde se registaram as maiores deformações no decurso da obra, atingindo uma grandeza de deformações da ordem dos 20 mm de levantamento. Relativamente aos marcos refletos instalados nos edifícios, os referenciais encontravam-se muito distantes sendo o erro associado à medição expressivo, sobretudo nas deformações verticais, sendo que, segundo os Relatórios Técnicos de Acompanhamento de Obra, a própria empresa responsável pela instrumentação assumiu falta de confiança no sistema adotado para a leitura dos marcos refletos em coordenadas absolutas. Por esta razão, os Relatórios Técnicos de Acompanhamento em Obra não se alongam muito em considerações sobre o evento de soerguimento do edifício da fábrica com o surgimento de várias fissuras.

Outubro 2013 (Geodata - Consórcio Linha 5 Metrô São Paulo, 2013m)

→ Durante este mês realizou-se a colocação do escoramento metálico no topo da escavação, tendo sido colocadas entre os dias 03 e 25 de outubro, 12 das 15 escoras previstas.

Novembro 2013

→ Escavação para a cota de implantação da laje de fundo.

Dezembro 2013

→ Betonagem da laje.